Prof. dr. ing. RADU AGENT
Prof. dr. ing. DAN DUMITRESCU
Prof. dr. ing. TUDOR POSTELNICU

ÎNDRUMĂTOR PENTRU CALCULUL ŞI ALCĂTUIREA ELEMENTELOR DE BETON ARMAT

Comentarii la prevederile prescripţiilor de proiectare. Scheme logice, tabele ajutătoare şi exemple de calcul. Principii şi detalii de alcătuire constructivă



EDITURA TEHNICĂ
Bucureşti — 1992

Adresa: EDITURA TEHNICĂ
Piața Presei Libere 1,
33 București, România
cod 79738

Redactor: ing. Elisabeta Mitroi
Tehnoredactor: Olimpiada Nistor
Coperta: arh. Mariana Sumănaru

Bun de tipar: 02.07.1992 coli de tipar: 31,50
C.Z. 666.982
ISBN 973-31-0217-2

PREFAȚĂ

Intrarea în vigoare a STAS 10.107/0-90 ca prescripție de bază pentru proiectarea și calculul elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat, care prezintă importante modificări de fond și completări în raport cu ediția anterioară a aceluiași standard, a făcut indispensabilă și o nouă versiune a unui manual care să cuprindă materialul ajutător necesar aplicării practice a noilor prescripții, așa cum a fost pentru STAS 10.107/0-76 „Îndrumătorul" editat în 1978.

Pentru colegii care nu au avut prilejul să participe direct la dezbaterile în jurul proiectului noului standard, pe parcursul redactării lui, autorii țin să sublinieze că în legătură cu relația standard — îndrumător s-au purtat atunci discuții destul de aprinse: Noul standard, pentru a putea fi aplicat în practica proiectării, necesită sau nu un îndrumător fără care ar fi inoperant? Dacă da, atunci cum se poate accepta ideia ca o prescripție oficială să fie indisolubil legată de o publicație care nu are în aceeași măsură un caracter oficial? Comentariile și explicațiile la prevederile standardului trebuie să fie cuprinse într-o lucrare separată cum este Îndrumătorul de față sau să fie atașate chiar la standard, pe fiecare contrapagină a textului acestuia, ca în Codul-model CEB—FIB [110] și în prescripțiile franceze [107] sau ca anexă a standardului, așa cum s-a procedat în alte țări, ca S.U.A. [104] și Noua Zeelandă [114, 115]? Cu privire la toate aceste aspecte s-au adus în cadrul discuțiilor precizări care considerăm că trebuie făcute cunoscute cel puțin aici tuturor utilizatorilor standardului și îndrumătorului, pentru a înlătura orice ambiguitate:

— Standardul conține toate datele și ipotezele obligatorii pentru proiectare și calcul. Prin îndrumător nu se aduc completări sau precizări la acestea, ci numai facilități pentru proiectarea practică: explicații și comentarii, sistematizări ale calculelor, tabele ajutătoare, exemple numerice etc.

— Schemele logice date în îndrumător pentru ordonarea operațiilor de calcul sînt concepute în principal pentru a fi aplicate în calculele manuale, dar pot servi și la elaborarea sau controlul programelor pentru folosirea calculatoarelor. În partea finală a bibliografiei s-a dat și o listă a programelor omologate pînă în prezent în România pentru calculul automat al elementelor de beton armat [124, 125]. Desigur, se pot imagina și alte moduri de sistematizare a calculului existînd pentru aceasta în standard toate elementele de bază necesare.

— În conformitate cu uzanțele din țara noastră în domeniul standardizării, s-a stabilit, cu acordul forurilor de coordonare și directivare, ca toate comentariile și explicațiile ce se consideră utile să fie date în cadrul îndrumătorului și nu în cuprinsul standardului sau într-o anexă a sa.

Principalele modificări și completări pe care noile prescripții le cuprind față de ediția din 1976 a standardului și care, pentru elementele de beton armat ale structurilor construcțiilor civile și industriale se reflectă în mod corespun-

zător şi în noul îndrumător, au fost expuse în referatul prezentat de autori la cea de a XIV-a Conferinţă de betoane, ţinută în octombrie 1988 la Cluj Napoca. [9]. Reamintim aici pe scurt cele mai importante:

— trecerea de la mărcile de betoane la clase de betoane;

— includerea în STAS 10.107/0-90, sub o formă modernizată, a prescripţiilor de proiectare antiseismică a construcţiilor din beton armat, cuprinse anterior în normativul general de proiectare antiseismică a construcţiilor civile, industriale şi agrozootehnice, P. 100-81;

— generalizarea folosirii sistemului internaţional de unităţi de măsură;

— alinierea la prevederile Codului-model CEB—FIP [110] în ceea ce priveşte forma diagramelor de eforturi unitare în betonul din zona comprimată la elementele solicitate la încovoiere cu sau fără efort axial;

— introducerea de prevederi pentru calculul elementelor prefabricate cu suprabetonare monolită şi în mod mai general al elementelor realizate din straturi de beton turnate la date diferite şi legate între ele prin conectori;

— îmbunătăţiri în calculul la forţă tăietoare şi în cel la stările limită de fisurare şi de deformaţie;

— corelarea cu prescripţiile în „subordine" (normative şi instrucţiuni tehnice pe categorii de construcţii, sisteme constructive sau elemente structurale);

— revederea completă şi reorganizarea prevederilor constructive, cu deosebire în ceea ce priveşte armarea elementelor.

Faţă de diversificarea şi extinderea pe care au trebuit să o capete în acest context toate prevederile din îndrumător, s-a considerat oportună împărţirea lui în două volume, astfel ca tot ce se referă la elemente din beton precomprimat şi la alte cîteva probleme, cum ar fi podurile şi calculul la starea limită de oboseală, să fie separate de problemele curente ale proiectării elementelor structurale din beton armat ale construcţiilor civile, industriale şi agrozootehnice. Acestea din urmă formează obiectul volumului de faţă.

Autorii aduc vii mulţumiri dr. ing. Dan Constantinescu, care în perioada cît a lucrat la Institutul de Construcţii Bucureşti a contribuit la elaborarea unora din capitolele prezentului îndrumător.

Pe parcursul editurii şi tipăririi îndrumătorului au apărut unele tratate de specialitate importante, cît şi modificări în prescripţiile tehnice care nu au mai putut fi luate în considerare în totalitate în text. În măsura în care în unele situaţii particulare se va constata necorelări de detaliu faţă de ultimile redactări ale unor prescripţii, autorii contează pe înţelegerea utilizatorilor îndrumătorului, care vor opera corecturile necesare.

Autorii

CUPRINS

SUMMARY

1. PRINCIPIILE METODEI DE CALCUL

1.1. CONSIDERAȚII INTRODUCTIVE

Scopul fundamental al calculului elementelor de construcții și al structurilor este obținerea unei asigurări raționale a construcțiilor în raport cu exigențele de performanță specifice diferitelor categorii de construcții, pe toată durata lor de viață.

Verificarea prin calcul și dimensionarea elementelor de construcții și a structurii în ansamblu constituie numai una din lanțul de activități de care depinde asigurarea bunei funcționalități a construcției, care mai cuprinde:

— încadrarea construcției în mediul natural și construit;
— alegerea soluției constructive și a materialelor;
— calitatea materialelor și a execuției;
— respectarea condițiilor de exploatare corespunzătoare destinației construcțiilor;
— asigurarea îndeplinirii exigențelor de durabilitate și, corespunzător acestora, a unor măsuri privind întreținerea construcției și urmărirea comportării ei în exploatare.

Din acest motiv prevederile prescripțiilor privind calculul structurilor și al elementelor, inclusiv al celor de beton presupun o proiectare competentă și o execuție corectă, în conformitate cu reglementările tehnice în vigoare, exploatarea construcției și urmărirea comportării în conformitate cu regulile stabilite la proiectare.

În cadrul capitolului I se face o prezentare succintă a principiilor metodei de calcul utilizate în proiectarea structurilor de beton armat, care, explicit sau implicit, sînt avute în vedere în sistemul general de prescripții de proiectare a construcțiilor din țara noastră.

1.2. EXIGENȚELE DE PERFORMANȚĂ ȘI STĂRILE LIMITĂ

Pentru a fi apte pentru utilizarea prevăzută, construcțiile trebuie să răspundă cu grade de fiabilitate corespunzătoare, în raport cu acțiunile mecanice de diferite naturi, unor exigențe de performanță structurale, dar și unor exigențe privind confortul și eventualele efecte psihologice produse de comportarea structurii sub încărcări.

În principiu aceste exigențe se pot grupa în trei categorii:

a. exigențe de siguranță structurală;

b. exigențe privind funcționalitatea structurii în raport cu destinația ei;

c. exigențe privind durabilitatea necesară a construcției în raport cu durata ei de viață.

Exigențele de *siguranță structurală* au în vedere evitarea cedării unor elemente de construcții sau a structurii în ansamblu care ar pune în pericol viața sau sănătatea oamenilor și integritatea unor bunuri materiale sau culturale importante.

Siguranța structurală implică exigența privind *rezistența*, *stabilitatea* și *ductilitatea* structurii și a elementelor componente.

Condițiile de *rezistență* se referă la capacitatea portantă locală a secțiunilor elementelor așa cum rezultă din caracteristicile geometrice și mecanice, incluzînd și condiția evitării deformațiilor remanente exagerate sau, pentru unele cazuri, eventuala degradare a rezistenței materialelor, ca urmare a fenomenului de oboseală.

Condițiile de *stabilitate* se referă la evitarea cedărilor care rezultă din deplasările de corp rigid ale construcțiilor în ansamblu sau ca urmare a efectelor de ordinul doi datorate deformabilității elementelor structurale. De asemenea, exigențele de stabilitate vizează evitarea cedărilor generale ale structurilor, ca urmare a unor acțiuni care modifică în timp structura, prin ruperi succesive ale unor elemente, antrenînd o prăbușire progresivă (parțială sau de ansamblu). Asemenea cedări pot interveni mai cu seamă ca urmare a unor acțiuni cu caracter excepțional cum sînt cutremurele și exploziile de mare intensitate.

Condițiile de *ductilitate* se pun mai cu seamă construcțiilor supuse unor acțiuni dinamice de mare intensitate (cutremure, explozii) dar, uneori, și celor acționate static. Dacă în primul caz cerințele de ductilitate se referă în special la o anumită capacitate de absorbție și de disipare a energiei, în al doilea caz ductilitatea necesară presupune ca prin capacitatea de deformare postelastică să se obțină redistribuiri importante de eforturi în structură cu mobilizarea cît mai amplă a capacității de rezistență efective a diferitelor secțiuni ale elementelor acesteia.

Exigențele privind *funcționalitatea în exploatare* se referă în special la evitarea unor *deformații* și a unor *deschideri excesive de fisuri* ale căror efecte ar putea să împiedice exploatarea normală a construcției. Asemenea efecte sînt:

— deteriorarea unor elemente nestructurale (pereți de compartimentare și de închidere nestructurali, finisaje, izolații, pardoseli, geamuri etc);

— pierderea etanșeității (în cazul rezervoarelor sau conductelor de fluide);

— afectarea esteticii construcției;

— producerea unor sentimente de incomoditate sau chiar de insecuritate vis-a-vis de vibrațiile excesive ale construcției sau deschiderile exagerate ale fisurilor.

Alte exigențe de funcționalitate în exploatare, cum sînt cele care vizează capacitatea de izolare termică sau acustică se asigură de cele mai multe ori, nu numai prin elementele structurale, cît mai ales prin elemente nestructurale (pardoseli, tencuieli etc.).

Exigențele de *durabilitate* exprimă condițiile necesare pentru a asigura funcționalitatea construcției, pe toată durata exploatării acesteia, prin evitarea deteriorării premature, în urma unor procese fizice, chimice sau biologice. Pentru construcțiile de beton armat aceasta se referă cu deosebire la pericolul coroziunii armăturii în ipoteza asigurării unei bune durabilități a betonului prin alegerea și realizarea corectă a calității acestuia, cu un strat de acoperire corespunzător, eventual, și prin alte măsuri de protecție adecuate.

Criteriile de performanță reprezintă o cuantificare în expresie tehnică a exigențelor de performanță, prin intermediul unor parametri care caracterizează răspunsul unei construcții la diferite acțiuni (forțe, deplasări etc.).

Criteriile de performanță sînt exprimate sub forma *stărilor limită* care — bazate pe modele de comportare și de fiabilitate — definesc limitele dincolo de care structura nu mai poate satisface exigențele specifice destinației stabilite.

Scopul proiectării structurale este deci ca asigurarea exigențelor impuse construcției, în ce privește răspunsul acesteia la acțiunile cu efecte mecanice la care sînt supuse, să se realizeze prin evitarea depășirii stărilor limită.

Datorită variabilității aleatoare a factorilor de care depinde această asigurare (încărcări, alte acțiuni de diferite tipuri, proprietăți mecanice ale materialelor, dimensiuni etc) modalitatea studierii ei științifice se poate realiza numai cu ajutorul teoriei matematice a probabilităților, bazată pe studierea variabilității statistice a acestor factori în condiții de timp și de spațiu suficient de extinse.

Pe de altă parte nivelul de asigurare, la rîndul său, trebuie să rezulte dintr-o optimizare a raportului siguranță-economie, conferind desigur în final o protecție întrutotul „sigură" (formulare care exprimă o probabilitate foarte redusă de nerealizare a acestei protecții) a vieții și liniștii oamenilor, a unor valori importante materiale și culturale, a bunei desfășurări a vieții social-economice a societății în ansamblul ei. Firește, în aceste condiții apare justificată o diferențiere a nivelului de asigurare după destinația construcțiilor (deci după consecințele întreruperii exploatării ei) și eventual a evoluției sale în timp, funcție de cerințele dezvoltării social-economice și de resursele societății.

În stabilirea nivelului de asigurare este necesară totodată și luarea în considerare a modului cedării elementelor structurale (sau al ansamblului structural), funcție de gradul de avertizare specific, „penalizînd" cu deosebire (prin mărirea nivelului de asigurare) cazurile de cedare casantă.

Chiar în interiorul unei structuri se pune problema diferențierii (ierarhizării) gradului de asigurare a elementelor sau a diferitelor lor zone după efectul eventualelor cedări asupra ansamblului structural, urmărind o eventuală optimizare a scenariului cedării acesteia, astfel ca elementele (sau chiar zone ale acestora) cele mai importante, vitale pentru stabilitatea structurii, să ajungă ultimele în domeniile avansate de solicitare, obținîndu-se astfel o optimizare sub toate aspectele (inclusiv în ce privește asigurarea unui grad ridicat de avertizare a cedării). Exemple, în acest sens, sînt asigurările mai mari ale stîlpilor în raport cu grinzile adiacente în structurile pe cadre cu rol de protecție antiseismică sau ale tiranților de care depinde întreaga capacitate portantă a unor sisteme structurale.

Stările limită se împart, de regulă, în două categorii:

1. *Stările limită ultime (SLU)* care corespund epuizării capacității portante sau altor pierderi ireversibile ale calităților necesare exploatării construcțiilor;

2. *Stările limite ale exploatării normale (SLE)*, care corespund întreruperii capacității de asigurare a unei exploatări normale a construcțiilor.

În cadrul stărilor limită ultime *(SLU)* se pot identifica de asemenea două categorii şi anume:

A. *SLU* corespunzătoare solicitărilor produse de *acţiunile obişnuite* (permanente *AP* şi variabile *AV*) cu frecvenţă mare de apariţie.

Principalele fenomene care sînt avute în vedere în proiectarea la stările limită ultime din această categorie sînt:

— *ruperile* de diferite naturi (rupere plastică, rupere casantă, rupere prin oboseala materialului etc.);

— apariţia unor *deplasări remanente* sau a unor *deschideri de fisuri remanente* excesive care compromit ireversibil capacitatea construcţiei de a satisface exigenţele specifice destinaţiei acesteia.

— *pierderea stabilităţii formei* a unei părţi a construcţiei sau a construcţiei în ansamblu; aşa cum este cunoscut, pentru construcţiile obişnuite, de beton armat, nu se pune problema unor fenomene de instabilitate, ci de apariţia unor ruperi la niveluri inferioare ale încărcărilor ca urmare a unor efecte de ordinul doi la structurile din elemente comprimate cu zvelteţe ridicată;

— *pierderea stabilităţii poziţiei* (prin răsturnare, lunecare etc.).

Cel mai adesea, pentru încărcările obişnuite în exploatarea construcţiilor, datorită specificului modului lor de aplicare, poate apărea posibilitatea unor solicitări de mare intensitate locală, afectînd oricare din elementele structurii sau chiar oricare din secţiunile acestor elemente. Din cerinţa evitării a orice fel de deteriorări structurale pentru toate elementele şi secţiunile (prin ruperi sau apariţia de deformaţii remanente) apare astfel condiţia ca efortul „maxim" secţional (stabilit eventual şi cu luarea în considerare a redistribuirii eforturilor datorită fisurării şi deformaţiilor postelastice), corespunzător valorilor celor mai defavorabile ale încărcărilor să nu depăşească capacitatea portantă minimă a secţiunii respective (corespunzătoare, valorilor minime probabile ale rezistenţelor betonului şi armăturii), condiţie exprimată analitic prin relaţia (1.1).

Este de observat că în anumite condiţii şi cazuri speciale de solicitare, cedarea nu se poate produce decît *global* pe ansamblul structurii. Situaţii de acest fel sînt cele caracterizate prin deplasări laterale importante ale structurilor, datorită unor încărcări orizontale (din vînt, sau efecte ale podurilor rulante) amplificate de efectele de ordinul doi, ca urmare a zvelteţei ridicate a stîlpilor. Cedarea este dependentă în aceste situaţii (să ne referim de pildă, mai concret, la cazul halelor prefabricate parter) de deformabilitatea stîlpilor structurii, fiind un fenomen produs practic simultan în numeroase elemente şi secţiuni. În consecinţă apare oportun să se definească o capacitate portantă globală, nu prin intermediul valorilor minime probabile ale rezistenţelor materialelor, ca în cazurile curente, discutate anterior, ci prin valori mai apropiate de cele medii ale lor. În normele din C.S.I., de exemplu, pentru a ţine seama, într-o manieră indirectă de caracterul global al cedării acestor structuri, se prescriu valori corectate, mai reduse, decît cele furnizate de teoria stabilităţii elastice, pentru stabilirea lungimilor de flambaj ale stîlpilor.

Verificările la stările limită ultime din această categorie exprimă în general condiţii privind rezistenţa secţională.

În concepţia actualelor prescripţii de proiectare privind siguranţa structurilor se urmăreşte deci să se evite orice degradări structurale cu caracter remanent din solicitările produse de acţiunile cu frecvenţă mare.

B. *SLU* corespunzătoare solicitărilor produse de unele acţiuni din categoria *acţiunilor excepţionale (AE)*, cu frecvenţă foarte mică de apariţie la intensităţi maxime, acţiuni asociate, de cele mai multe ori, cu un regim dinamic de aplicare a încărcării (cutremure şi explozii de mare intensitate).

Pe lîngă raritatea producerii în viaţa construcţiilor, este important să se sublinieze şi alte trăsături importante ale acţiunilor extraordinare, precum şi ale modului particular în care se pune problema siguranţei faţă de aceste acţiuni.

a. Intensităţile lor maxime probabile au un grad de incertitudine sensibil mai ridicat decît cel corespunzător încărcărilor variabile obişnuite.

b. Spre deosebire de efectul încărcărilor obişnuite (statice), la care solicitările depind în principiu numai de schema statică a construcţiilor, caracteristicile comportării structurale influenţînd numai asupra redistribuirii solicitărilor (prin fisurare, prin deformaţii postelastice), în cazul principalelor acţiuni extraordinare, acţiunile seismice, *solicitările depind direct de aceste caracteristici structurale* (de rigiditate, de rezistenţă) şi de variaţia lor în procesul repetării solicitărilor, constituind „răspunsul" construcţiei la acţiunea dinamică respectivă. Solicitările au astfel o dublă dependenţă „istorică" şi anume: de istoria dezvoltării acţiunii (de exemplu reprezentată prin accelerograma unui seism) şi de istoria modificărilor proprietăţilor structurale în diferite zone critice ale construcţie.

c. Capacitatea portantă a construcţiilor la acţiuni extraordinare de tip seismic sau explozii puternice are un specific „global" (ca în cazurile menţionate mai sus pentru acţiuni statice traduse prin deplasări orizontale ale structurilor). În plus, datorită rarităţii solicitărilor celor mai intense şi incertitudinii mai ridicate asupra nivelului lor de intensitate apare firesc că, spre deosebire de solicitările obişnuite, să se admită inevitabilitatea unor deteriorări nestructurale sau chiar structurale. Problema de bază a siguranţei faţă de aceste acţiuni se concentrează pe supravieţuirea construcţiilor (evitarea „colapsului"), vizîndu-se totodată protecţia vieţii şi a sănătăţii oamenilor, a valorilor materiale şi culturale, a continuităţii funcţiilor vitale social economice ale clădirii. Rezultă astfel principial şi necesitatea limitării, pe cît posibil controlate, a deteriorărilor nestructurale sau structurale, limitare ierarhizată, după gradul de importanţă pentru societate, a funcţiilor construcţiilor implicate.

d. În ce priveşte mărimile care caracterizează capacitatea de rezistenţă (privită într-un sens mai larg, ca o capacitate de evitare a cedării structurii în ansamblu), datorită specificului dinamic al principalelor acţiuni extraordinare considerate, acestea depind într-o măsură decisivă şi de *capacitatea generalizată de deformare a structurii* (de obicei de deplasare laterală), asociată capacităţii de rezistenţă.

Din împrejurările subliniate anterior decurge concluzia de principiu că în ce priveşte mărimea parametrilor ce definesc caracteristicile mecanice ale structurilor (deci în ultimă instanţă ale betonului şi armăturii) trebuie folosite în aceste cazuri, valori mai apropiate de cele medii în locul valorilor minime probabile utilizate în proiectarea curentă.

În ceea ce priveşte stările limită ale exploatării normale *(SLE)* acestea sînt în general rezultatul:

— unor deplasări statice sau dinamice excesive;

— unei fisurări excesive.

După cum s-a menţionat anterior, nivelul asigurării prin calcul se stabileşte nu numai pe baza criteriilor inginereşti ci şi pe baza unor considerente

de ansamblu ale intereselor societății, legate de condițiile și cerințele globale ale dezvoltării în fiecare etapă dată a vieții acesteia. Se poate aprecia că nivelul de siguranță corespunzător prescripțiilor de proiectare românești, deși în general mai redus decît cel asociat unei părți importante din prescripțiile naționale și internaționale (vest europene, americane, japoneze) este satisfăcător avînd în vedere experiența utilizării lor într-un interval de timp relativ îndelungat.

1.3. METODE PROBABILISTE DE CALCUL LA STĂRI LIMITĂ

Metodele de calcul care stau la baza prescripțiilor de proiectare structurală în construcții se caracterizează prin:

a. Considerarea sistematică a ansamblurilor de stări limită pentru diferitele categorii de construcții;

b. Considerarea naturii aleatoare a diferiților factori care afectează siguranța construcțiilor.

Natura aleatoare a factorilor de care depinde siguranța construcțiilor este analizată prin concepte probabilistice și analize statistice.

Din punctul de vedere al conceptelor probabilistice utilizate în fundamentarea prescripțiilor de proiectare se disting de obicei trei niveluri de analize a siguranței structurilor:

1. *Nivelul 1 (N1)*: procedeu semiprobabilistic în cadrul căruia se consideră independent variabilitatea aleatoare a diferiților factori, stabilindu-se corespunzător coeficienții parțiali de siguranță.

2. *Nivelul 2 (N2)*: procedeu probabilistic aproximativ în cadrul căruia se consideră simultan variabilitatea aleatoare a diferiților factori, stabilindu-se în mod aproximativ coeficienți de siguranță pentru diferite stări limită.

3. *Nivelul 3 (N3)*: procedeu probabilistic consecvent în cadrul căruia se consideră simultan variabilitatea aleatoare a diferiților factori, calculul bazîndu-se pe aproximări controlate.

Metoda de calcul care se utilizează în proiectarea curentă și care stă la baza standardului 10.107/0-90 corespunde nivelului *N1*, utilizînd coeficienți de siguranță parțiali.

Procedeele de nivel superior de analiză a siguranței *(N2 și N3)* pot fi utilizate în vederea calibrării valorilor coeficienților de siguranță parțiali din procedeul de nivel *N1* iar, în proiectarea curentă, numai în situații speciale.

Verificarea siguranței structurale în proiectarea curentă constă în compararea convențională a unor valori de calcul, care caracterizează *efectele* acțiunilor aplicate construcțiilor, cu valori de calcul omoloage care caracterizează *capacitatea* construcțiilor de a rezista, respectiv valori care definesc stările limită ale construcțiilor.

Pentru fiecare din stările limită specifice unei construcții este necesară adaptarea cîte unui model de calcul, care să reflecte satisfăcător comportarea construcției. În mod evident, nivelul de precizie al modelului adoptat trebuie corelat cu nivelul de precizie și cu gradul de încredere al datelor de calcul.

Datele de bază ale calculelor privesc:

a. *acțiunile* specifice construcției;

b. *caracteristicile fizico-mecanice ale materialelor* (inclusiv ale terenului de fundare);

c. *caracteristicile geometrice* ale construcției și ale zonei de teren în interacțiune cu structura;

d. *exigențele de performanțe structurale*, specifice destinației construcției.

În esență asigurarea rezistenței construcțiilor exprimă faptul că inegalitatea:

$$S_{max} \leqslant R_{min} \tag{1.1}$$

pentru toate secțiunile structurii se realizează cu un înalt grad de probabilitate, sau invers, că probabilitatea nerealizării inegalității (1.1) este foarte redusă (fig. 1.1, *a*).

În relația (1.1) s-a notat: S_{max} — valoarea maximă corespunzătoare nivelului de probabilitate (de siguranță) acceptat al efectului încărcării asupra unei secțiuni (efortul secțional), funcție în primul rînd de parametrii aleatori ai acțiunilor; R_{min} — valoarea minimă, corespunzătoare nivelului de probabilitate (de siguranță) acceptat, al capacității de rezistență a secțiunii, în funcție de mărimile aleatoare al rezistenței materialelor, ale dimensiunilor elementelor etc.

În procedeul de nivel *N1* de analiză a siguranței, numit în trecut și procedeu semiprobabilist, care stă la baza calculului cu prescripțiile curente de proiectare a construcțiilor de beton armat, se acceptă soluția simplificatoare de a analiza separat cei doi termeni al inegalității (1.1):

$$S_{max} \simeq S(S_{1\,max}, S_{2\,max}, S_{3\,max} \text{ etc.}) \tag{1.2}$$

în care $S_{1\,max}$ etc. sînt *valorile maxime probabile ale efectelor încărcărilor* (corespunzătoare de cele mai multe ori valorilor maxime probabile ale intensității

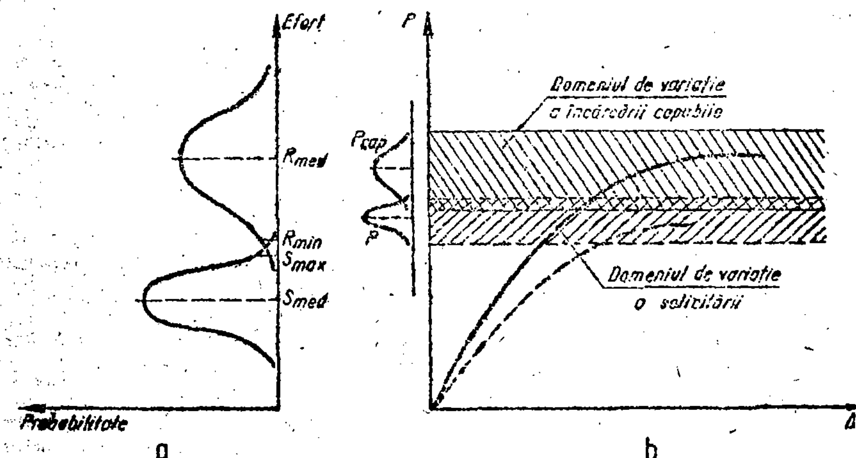


Fig. 1.1. Variațiile aleatoare ale eforturilor secționale și capacității (portante) secționale (*a*) și variația aleatoare a relației $P_{cap} - \Delta$, încărcare capabilă-deplasare în raport cu variația aleatoare a relației $P - \Delta$, încărcare aplicată elementului sau structurii și deplasarea corespunzătoare, (*b*).

încărcărilor şi, numai în situaţii speciale şi numai pentru încărcări permanente şi valorilor minime probabile ale acestora) şi

$$R_{min} \simeq R(R_{b\,min}, R_{a\,min}) \qquad (1.3)$$

unde $R_{b_{min}}$ şi $R_{a_{min}}$ reprezintă *valorile minime probabile ale rezistenţei betonului* şi *armăturii* corelate cu condiţiile de garantare a calităţii acestora prin prescripţiile specifice de produs şi prin întreg sistemul de control al calităţii execuţiei lucrărilor.

Valorile maxime probabile ale intensităţilor încărcărilor şi valorile minime ale rezistenţelor sînt denumite tradiţional „valori de calcul" şi sînt stabilite astfel, ca în principiu, să aibă un grad de asigurare corespunzător (apropiat de 99,9%).

Valorile de calcul ale încărcărilor şi ale rezistenţelor sînt corelate cu valorile caracteristice (denumite obişnuit în prescripţiile din ţara noastră valori normate) ale încărcărilor şi ale rezistenţelor, de cele mai multe ori definite statistic ca valori realizabile cu o probabilitate de cel puţin 95%. Valorile rezistenţelor normate sînt corelate direct cu mărimile indicilor de rezistenţă care corespund diferitelor clase de beton sau mărci de armătură. Necesitatea introducerii valorilor caracteristice ale rezistenţelor, alături de cele de calcul decurge din faptul că verificarea probabilităţii de realizare a valorilor de calcul ar reclama analiza unui număr inacceptabil de mare de probe prelevate, ceea ce nu se întîmplă în cazul gradului de asigurare asociat valorilor caracteristice. Pe lîngă faptul că servesc ca punţi de legătură cu indicii de rezistenţă pentru diferitele calităţi de beton şi de oţel, rezistenţele caracteristice îşi găsesc uneori şi o utilizare directă în calculul la stări limită ale exploatării normale, în care nivelul lor mai redus de asigurare este mai potrivit decît cel specific stărilor limită ultime.

În continuare relaţia (1.1) va fi utilizată sub forma

$$S_{max} \leqslant S_{cap} \qquad (1.1')$$

unde $S_{cap} = R_{min}$

La structurile static nedeterminate, la care încărcarea depinde de un singur parametru p (de exemplu, încărcarea echivalentă uniform distribuită, în cazul plăcilor de planşeu), în locul condiţiei de rezistenţă secţională (1.1') se poate folosi condiţia de rezistenţă a elementului (structurii) static nedeterminat:

$$p_{max} \leqslant p_{cap} \qquad (1.4)$$

De asemenea, în cazurile în care mecanismul de cedare a structurii are un caracter global, implicit prin deplasări laterale corelate datorită efectului existenţei de şaibe orizontale rigide (la solicitări din vînt, acţiunea podurilor rulante, implicînd eventual efecte de ordinul doi), principial, condiţia de siguranţă pentru întreaga construcţie ar trebui să capete forma (fig. 1.1, *b*):

$$P_{max} \leqslant P_{cap} \qquad (1.5)$$

unde P_{max} şi P_{cap} sînt valoarea extremă a forţei orizontale generalizate (rezultanta forţelor orizontale) aplicată structurii, şi respectiv valoarea forţei pe care o poate prelua structura.

În cazul particular al acţiunii seismice, pentru care nivelul coborît al valorilor de calcul ale încărcării (vezi cap. 6) implică, în situaţiile structurilor curente, atingerea capacităţii de rezistenţă structurale şi incursiuni în domeniul

postelastic de deformare la acţiuni seismice intense, condiţia de siguranţa trebuie pusă sub forma:

$$\Delta_{max} \leqslant \Delta_{cap} \qquad (1.6)$$

Cu Δ_{max} şi Δ_{cap} s-au notat valoarea maximă a deplasării orizontale asociată forţei orizontale generalizate, respectiv valoarea extremă a acestei deplasări pe care o poate suporta structura.

Ecartul dintre cei doi termeni ai inegalităţii (1.6) se fixează în funcţie de tipul şi importanţa construcţiei, ţinînd seama de degradările care se pot admite pentru structură atunci cînd aceasta suportă efectul unui cutremur puternic.

În cazul acţiunii seismice valorile P_{cap}, Δ_{cap} precum şi P_{max}, Δ_{max}, care depind direct de primele, implicînd calculul deplasărilor efective ale structurii, trebuie asociate în principiu, aşa cum s-a menţionat anterior, unor valori ale rezistenţelor apropiate de cele medii.

În practica celor mai multe prescripţii naţionale sau internaţionale de proiectare antiseismice, inclusiv a celor din România, pentru a evita complicaţiile în calculele implicate de activitatea curentă de proiectare se evită însă folosirea de valori diferite ale rezistenţelor de calcul, adoptîndu-se convenţional pentru toate cazurile valorile folosite pentru încărcările obişnuite („rezistenţele de calcul"). Precizări suplimentare privind verificarea structurilor de beton armat la acţiunea seismică se dau în subcapitolul (1.6).

Este important de observat că în cazul structurilor static nedeterminate, siguranţa globală a structurii este superioară siguranţei secţionale, exprimată prin condiţia (1.1'). Într-adevăr, ca urmare a modului concret de realizare a elementelor de beton armat, în special a armării acestora, a variabilităţii eforturilor S_{max} şi S_{cap}, plastificarea diferitelor secţiuni nu se realizează simultan. Ca urmare, valoarea încărcării corespunzătoare *stadiului ultim* al structurii (notată cu P_u în fig. 1.2), definită de formarea unui mecanism de cedare prin atingerea capacităţii de deformare într-una sau mai multe din

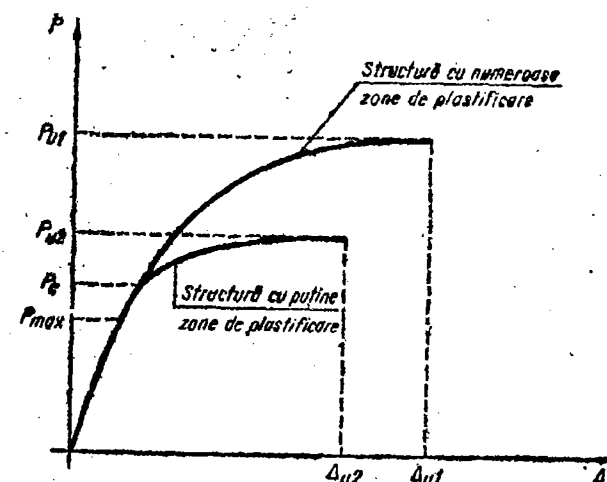


Fig. 1.2. Raportul între încărcarea ultimă şi încărcarea corespunzătoare iniţierii curgerii la structuri cu zone de plastificare numeroase şi respectiv la structurii cu puţine zone de plastificare.

zonele plastificate, vitale pentru stabilitatea structurii, este superioară valorii P_{max} a încărcării considerată în calcul, cu atît mai mult cu cît structura are un grad mai mare de nedeterminare.

Este de remarcat, de asemenea, că determinarea eforturilor secționale, S_{max}, în proiectarea curentă, pe baza unui calcul liniar elastic, se justifică prin relația practic liniară între încărcare și deplasare pînă la apariția primei articulații plastice (moment în care forța aplicată structurii are valoarea P_e, fig. 1.2) și prin asigurarea relației $P_{max} \leqslant P_e$, prin intermediul condiției (1.1) satisfăcute în toate secțiunile.

1.4. ACȚIUNI ÎN CONSTRUCȚII

1.4.1. Caracterizarea și clasificarea acțiunilor

Orice cauză capabilă se genereze stări de solicitare mecanică într-o construcție constituie o *acțiune* asupra respectivei construcții.

În calculele inginerești acțiunile sînt modelate prin *încărcări* care reprezintă sisteme de forțe, prin *deplasări* (de exemplu, tasările reazemelor la construcțiile static nedeterminate) sau *deformații* (de exemplu, efectul precomprimării, efectul variației de temperatură, climatice sau tehnologice sau al contracției betonului). Acțiunile sînt caracterizate de parametri care precizează modul de aplicare, punctele de aplicare, modul lor de distribuire în spațiu, evoluția în timp și intensitatea acestora.

Valoarea de referință a intensității, de regulă definită probabilistic și situată în domeniul valorilor celor mai ridicate ale intensităților, se numește intensitate *normată* și se notează q^n. În cazul cînd se dispune de date suficiente pentru prelucrări statistice se utilizează ca intensități normate valorile „caracteristice" definite printr-o probabilitate redusă specificată, de a fi depășită în sens defavorabil, pe un anumit interval de timp. Fac excepție acțiunile cu caracter permanent, la care valorile normate ale intensităților se determină pe baza valorilor medii statistice. În cazurile cînd lipsesc datele necesare determinării acestor valori pe bază de studii statistice sînt folosite valorile „nominale" deduse din experiența practică a proiectării și a exploatării construcțiilor.

Valorile de calcul ale intensității încărcărilor se stabilesc prin înmulțirea valorilor normate cu coeficienți ai acțiunilor (coeficienți ai încărcărilor). În funcție de natura acțiunilor, de natura stărilor limită la care se face verificarea și de categoria grupurilor de acțiuni (paragraful 1.4.2), se stabilesc mai multe valori de calcul ale intensităților (tabelul 1.1).

În legătură cu semnificația intensităților de calcul și a coeficienților din tabelul 1.1 sînt de făcut unele precizări:

a. Valorile q^f reprezintă o limită superioară a intensităților, pentru care există probabilitate mare de a fi întîlnite într-o perioadă de timp scurtă;

b. Valorile q^e sînt apropiate de media în timp a intensităților variabile;

c. Unii dintre coeficienții acțiunilor pot avea două valori, dintre care se alege pentru verificări cea care conduce la situația de calcul cea mai defavorabilă.

Acțiunile considerate în calculul construcțiilor se clasifică după mai multe criterii ca de exemplu proveniență, mod de aplicare, distribuție, efectul asupra

Tabelul 1.1. **Intensitățile de calcul ale încărcărilor utilizate la verificarea elementelor de beton armat**

Nr. crt.	Intensitățile de calcul considerate	Coeficienți ai acțiunilor aplicate intensităților normate	Verificările la care se utilizează
1	Intensitatea de calcul la capacitatea portantă q	γ_F	Verificări la stările limită ultime de rezistență și de stabilitate, sub acțiunea grupărilor fundamentale
2	Intensitatea de calcul de exploatare q^E	1	Verificări la stările limită ale exploatării normale, sub efectul încărcărilor totale de exploatare
3	Intensitatea de calcul frecvent întîlnită q^f	ψ_1	Verificări la stările limită ale exploatării normale sub efecte de durată și la stări limită ultime sub acțiunea unor grupări speciale
4	Intensitatea de calcul cvasipermanentă q^c	ψ_2	Verificări la starea limită ultimă de oboseală.

comportării mecanice a construcției (din acest punct de vedere se disting acțiuni statice și acțiuni dinamice). Din punct de vedere al regulilor de verificare a siguranței construcțiilor, principalul criteriu de clasificare a acțiunilor este *frecvența* cu care acțiunile sînt întîlnite la diferite intensități.

Clasificarea acțiunilor și definirea lor din acest punct de vedere sînt cele din tabelul 1.2.

Tabelul 1.2 **Clasificarea acțiunilor**

Nr. crt.	Categoriile de acțiuni	Simbol	Caracterizare
1	permanente	*AP*	Se aplică în mod continuu, cu o intensitate practic constantă în raport cu timpul.
2	variabile	*AV*	Variază sensibil în raport cu timpul; pot lipsi total în anumite intervale de timp și prezintă o probabilitate ridicată de a fi întîlnite la intensități ridicate, de mai multe ori pe durata vieții unei construcții
	— cvasipermanente	*AC*	Se aplică în intensități ridicate pe durate lungi sau în mod frecvent.
	— tranzitorii	*AT*	Intensitatea lor variază sensibil în raport cu timpul sau/și se poate anula pe intervale lungi de timp.
3	excepționale	*AE*	Apar foarte rar, eventual niciodată în viața unei construcții la intensități semnificative

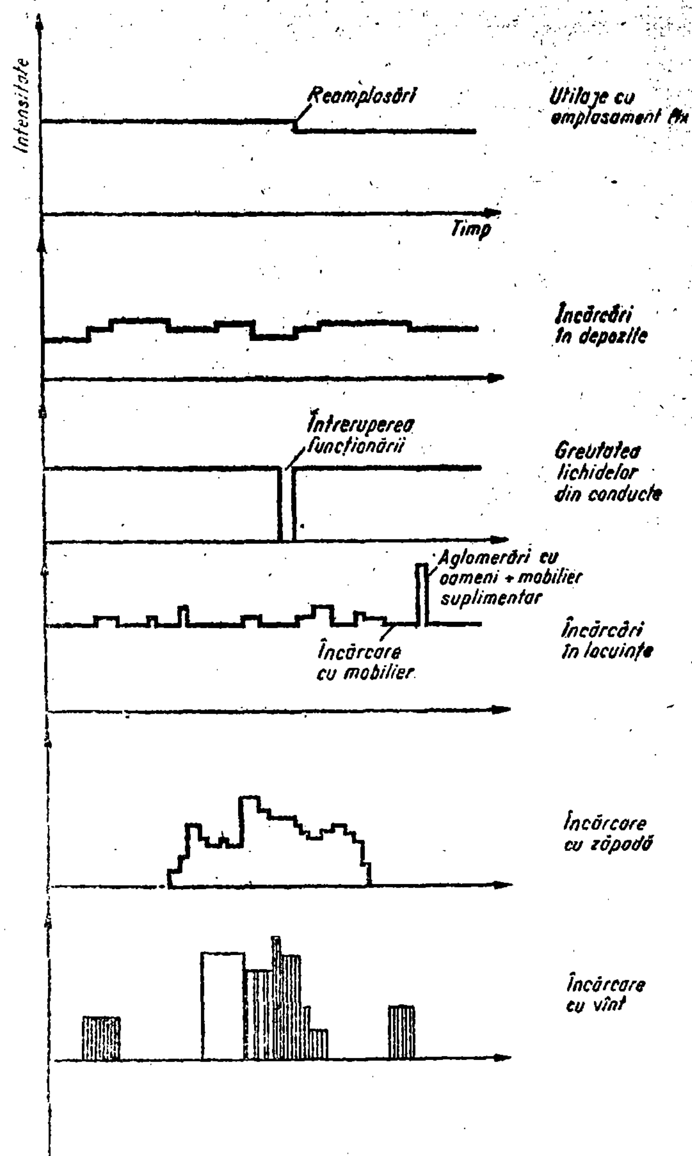


Fig. 1.3. Variabilitatea în timp a intensității încărcărilor variabile.

Valorile normate ale intensităților acțiunilor permanente (AP) se definesc, de regulă, pe baza valorilor medii statistice. Valorile normate date în standard, pentru acțiunile cvasipermanente (AC) corespund unor intensități frecvent întîlnite, în timp ce valorile normate ale acțiunilor tranzitorii (AT) corespund unor intensități rar întîlnite.

Considerarea variabilității acțiunilor în raport cu timpul prezintă importanță în ceea ce privește:

— probabilitatea suprapunerii mai multor acțiuni, cu diferite intensități, asupra unor elemente sau construcții, la analiza comportării la diferite stări limită (diferențiată între cazul încărcărilor obișnuite folosite în grupările fundamentale și cel al încărcărilor extraordinare, foarte rare la intensități ridicate, folosite la grupările speciale ale acțiunilor);

— posibilitatea apariției unor efecte de curgere lentă sau de oboseală, datorită unor acțiuni de lungă durată sau repetate de un număr mare de ori.

În fig. 1.3 sînt reprezentate schematic variațiile în timp ale intensităților încărcării pentru unele acțiuni variabile. Se pot identifica acțiunile *cvasipermanente*, care se aplică cu intensitate ridicată pe durate lungi sau în mod frecvent, de exemplu greutatea utilajelor cu amplasament fix, încărcările din depozite, presiunea gazelor, a lichidelor sau a mediilor pulverulente în recipienți și conducte etc.

Celelalte acțiuni prezintă variații sensibile ale intensității încărcării în raport cu timpul; acestea sînt *acțiuni tranzitorii*.

În cazul unora dintre acestea (de exemplu încărcarea cu mobilier din locuințe) o anumită fracțiune a încărcării maxime, cu o valoare moderată, are o intensitate practic constantă. În alte cazuri (încărcarea cu zăpadă în regiuni în care aceasta se conservă un interval de timp relativ important, intensitatea încărcării nu scade perioade lungi de timp. Aceste fracțiuni care se mențin în tot timpul exploatării sau pe intervale lungi de timp reprezintă fracțiuni de lungă durată ale încărcării tranzitorii și sînt denumite *intensități frecvent întîlnite ale încărcării* și se obțin prin înmulțirea intensităților normate cu coeficienții ψ_1.

Pentru încărcările repetate care provoacă fenomenul de *oboseală* (de exemplu, încărcarea din poduri rulante), este important să se pună în evidență valoarea intensității care intervine de un număr foarte mare de ori și de care depinde direct apariția fenomenului de oboseală. Aceasta se denumește intensitate *cvasipermanentă* și se obține prin înmulțirea intensităților normate cu coeficientul ψ_2, fiind utilizată în verificările la starea limită de oboseală.

1.4.2. GRUPAREA ACȚIUNILOR

Calculul elementelor și structurilor de construcții la diferite stări limită, se face luînd în considerare combinațiile defavorabile, practic posibile, ale acțiunilor reprezentate prin schemele de încărcare.

Grupările utilizate în calcul se împart în două categorii principale:

a. *grupări fundamentale (GF)* în care intervin AP, AC și AT

b. *grupări speciale (GS)*, în care intervin AP, AC, AT și *AE*.

AP se iau în considerație în toate cazurile, în timp ce *AC* și *AT* se iau în considerare cînd efectele lor sînt defavorabile pentru verificarea la starea limită considerată. *AE* se iau în considerare numai în grupările speciale.

Grupările alcătuite în vederea calculului structurilor diferă de regulă în funcție de starea limită considerată.

La formarea grupărilor de acțiuni se introduc valorile de calcul ale intensităților încărcărilor (tabelul 1.1) corespunzătoare verificării la diferitele stări limită. Astfel se afectează după caz valorile normate cu coeficienții γ_p în cazul stărilor limită ultime în grupări fundamentale, cu coeficienții ψ_1 în cazul stărilor limită ale exploatării normale și în cazul stărilor limită ultime în grupări speciale, sau cu coeficienții ψ_2 în cazul stării limită ultime de oboseală.

De asemenea, în cazul acțiunii mai multor acțiuni variabile se introduc coeficienții de grupare ψ_0 ($\psi_0 \leq 1$) prin care se ține seama de probabilitatea redusă de apariție simultană a acestora la parametrii cei mai defavorabili, obținîndu-se astfel o asigurare mai rațională în raport cu diferite stări limită.

STAS 10.101/0A „Acțiuni în construcții și gruparea acțiunilor pentru construcții civile și industriale" prevede două proceduri pentru stabilirea valorilor coeficienților din grupare și anume:

a. se adoptă o valoare ψ_0 unică, pentru toate acțiunile tranzitorii:
   1,0 în cazul unei singure AT,
   0,9 în cazul a două sau trei AT,
   0,8 în cazul a patru sau mai multe AT.

b. Se adoptă valori ψ_0, diferențiate pentru diferitele acțiuni tranzitorii:
   1,0 pentru AT cu efecte mai importante,
   0,8 pentru următoarele două AT,
   0,6 pentru celelalte AT.

La stările limită ale exploatării normale, pentru verificări sub efectul încărcărilor totale de exploatare, se consideră cel mult două AT.

Regulile de formare a grupărilor, pentru diferite stări limită sînt date în tabelul 1.3, în care s-a notat: $P^{(n)}$ — intensitatea normată a încărcărilor corespunzătoare AP; $C^{(n)}$ — idem, corespunzătoare AC; $T^{(n)}$ — idem corespunzătoare AT; $E^{(n)}$ — idem, corespunzătoare AE; $T_o^{(n)}$ — intensitatea normată a încărcărilor tranzitorii care produc oboseală; $T^{(n)}_{oi,max}$ și $T^{(n)}_{oi,min}$ reprezintă caracteristicile extreme ale ciclului de solicitare la care se face calculul; $T_i'^{(n)}$ — intensitatea normată a încărcărilor tranzitorii care intervin în grupările de acțiuni corespunzătoare stării limită de oboseală, dar care nu produc oboseală.

De regulă, elementele de beton armat se verifică la stările limită ale exploatării normale la efectul componentei de lungă durată a încărcării.

În unele cazuri este necesar să se țină seama de probabilitatea mai redusă de a se realiza valorile normate ale încărcărilor variabile, distribuite pe suprafețe relativ mari sau pe un număr mare de niveluri. În aceste situații se introduc coeficienții suplimentari (de simultaneitate) conform STAS 10.101/A-1, pentru grinzile principale și pentru elementele portante verticale.

Coeficienți similari se introduc și pentru încărcările datorate podurilor rulante (STAS 10.101/2 A-2).

Acești coeficienți nu se suprapun cu coeficienții ψ_1 și ψ_2. În consecință, coeficienții de simultaneitate sînt introduși numai pentru verificări la stări limită de rezistență și de stabilitate, sub efectul grupărilor fundamentale de acțiuni.

În cazul acțiunilor cu caracter dinamic, intensitățile normate ale încărcărilor se afectează cu coeficienții dinamici, conform prescripțiilor specifice (STAS 10.101/2 A-2, STAS 10.101/20).

Tabelul 1.3. Gruparea încărcărilor pentru verificarea la diferite stări limită

Nr. crt.	Stările limită la care se face verificarea		Grupări de încărcări: Fundamentale (GF)	Grupări de încărcări: Speciale (GS)
1	Stări ultime	De rezistență și de stabilitate	$\sum_i \gamma_{Pi} P_i^{(n)} + \sum_i \gamma_{Ci} C_i^{(n)} + \sum_i \psi_{0i} \gamma_{Ti} T_i^{(n)}$	$\sum_i P_i^{(n)} + \sum_i C_i^{(n)} + \sum_i \psi_{1i} T_i^{(n)} + E_i^{(n)}$
2	Stări ultime	De oboseală	– pentru efortul maxim: $\sum_i P_i^{(n)} + \sum_i C_i^{(n)} + \sum_i \psi_{2i} T_i'^{(n)} + T^{(n)}_{oi,max}$ – pentru efortul minim: $\sum_i P_i^{(n)} + \sum_i C_i^{(n)} + \sum_i \psi_{2i} T_i'^{(n)} + T^{(n)}_{oi,min}$	nu se fac asemenea verificări
3	Stări limită ale exploatării normale	Verificări sub efectul încărcărilor totale de exploatare	$\sum_i P_i^{(n)} + \sum_i C_i^{(n)} + \sum_i \psi_{0i} T_i^{(n)}$	nu se fac asemenea verificări
4	Stări limită ale exploatării normale	Verificări sub efectul fracțiunilor de lungă durată	$\sum_i P_i^{(n)} + \sum_i C_i^{(n)} + \sum_i \psi_{1i} T_i^{(n)}$	nu se fac asemenea verificări

1.5. CARACTERIZAREA MATERIALELOR, A ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚII A STRUCTURILOR ȘI A TERENURILOR DE FUNDARE

În verificarea siguranței construcțiilor intervin caracteristicile de rezistență, de rigiditate, de inerție și de absorbție de energie ale materialelor de construcții, ale elementelor de construcții, ale structurii în ansamblu precum și ale terenului de fundare.

În calculele inginerești, aceste caracteristici sînt introduse prin modele matematice, care definesc modul lor de considerare în calcule. Pornind de la caracteristicile materialelor, pe baza ipotezelor și procedeelor Mecanicii construcțiilor se pot stabili caracteristicile corespunzătoare ale elementelor și ale structurii în ansamblu (de exemplu, rigiditatea relativă de nivel, capacitatea de rezistență sau capacitatea de absorbție de energie a unui element sau a structurii).

Modelele adoptate trebuie să fie de așa natură, încît să permită evidențierea naturii aleatoare a valorilor care reprezintă datele de bază ale calculului, respectiv a caracteristicilor fizico-mecanice ale materialelor, a caracteristicilor geometrice ale secțiunilor. În cazurile curente se admite că variabilitatea aleatoare a caracteristicilor de material este omogenă pe întreaga întindere a unei secțiuni, a unui element sau a unei structuri.

Valorile normate pentru caracteristicile materialelor se stabilesc astfel:

a. *Valorile normate* ale rezistențelor materialelor se definesc ca *valori caracteristice*, respectiv valori minime cu asigurare de minimum 95%, în condițiile unei calități a materialelor care corespunde calității garantate prin prescripțiile referitoare la aceste materiale. Practic, însă, pentru oțelul folosit ca armătură, gradul de asigurare adoptat pentru valoarea normată este mai ridicată (97,7%), avînd în vedere efectul suplimentar semnificativ al variabilității dimensionale în cadrul toleranțelor admise care pot deveni mai importante la diametre mai mici.

Noile prescripții asociază pentru prima oară la noi în țară indicele de calitate a betonului, clasa, cu rezistența caracteristică, înlocuindu-se vechiul indice, marca, asociată teoretic valorii medii a rezistențelor, dar care, de fapt, avea o valoare strict convențională, necorespunzînd practic valorilor medii concrete dintr-o construcție dată. În afara avantajului consecvenței de principiu cu conceptul de siguranță de la baza metodei de calcul utilizată la noi în țară și în marea majoritate a prescripțiilor străine, noul mod de definire al rezistenței mecanice a betonului crează condiții mai bune pentru asigurarea omogenității valorilor de calcul ale rezistențelor, indiferent de gradul de omogenitate al producției diferiților furnizori de beton.

b. *Valorile normate* ale modulilor de elasticitate ale caracteristicilor pămînturilor (unghi de frecare internă, caracteristici de coeziune, moduli de deformare) se stabilesc, de regulă, ca valori medii statistice.

Valorile de calcul ale caracteristicilor de material rezultă din modificarea în sens defavorabil a valorilor normate, de regulă prin aplicarea unui coeficient parțial de siguranță pentru material.

Astfel, *rezistențele de calcul de bază* ale materialelor se determină afectînd valorile normate printr-un coeficient de siguranță pentru material, prin care se ține seama de posibilitățile de a nu se atinge valorile normate, de variabilitatea statistică a calității materialelor și/sau a caracteristicilor geometrice ale elementelor de construcții.

Valorile de calcul de bază ale rezistențelor se afectează, cînd este necesar, de coeficienți ai condițiilor de lucru pentru material, prin care se iau în considerare abaterile sistematice datorită diverșilor factori și/sau se corectează aproximațiile introduse în modelul de calcul (de exemplu coeficienții condițiilor de lucru pentru betonul nearmat, pentru betonul din elementele comprimate sau pentru oțelul din armăturile sudate în calculul la oboseală).

Valorile de calcul ale parametrilor de rezistență ai secțiunii, elementelor, eventual ai structurii în ansamblu, se stabilesc pe baza modelelor de calcul adoptate pentru diferite solicitări.

În caz de necesitate aceste valori se afectează de coeficienți ai condițiilor de lucru, diferențiați în funcție de natura solicitării, de modul de cedare etc., prin care se corectează simplificările admise în calcul sau/și prin care se consideră abaterile sistematice ale diferiților factori. Asemenea corecții pot fi introduse, după caz, pentru evaluarea capacității portante a elementelor cu secțiuni relativ reduse, pentru evaluarea capacității de rezistență a unor zone de îmbinare etc.

1.6. VERIFICAREA LA STĂRILE LIMITĂ

Verificarea secțiunilor, a elementelor de construcție, a structurilor în ansamblu se efectuează în practică pe baza unui procedeu de nivelul *N1*, definit la paragraful 1.3.1. Pentru verificarea la diferitele stări limită considerate se definesc situații de calcul caracterizate printr-un stadiu de comportare a elementului de beton armat, un ansamblu de acțiuni și un ansamblu de condiții de exploatare.

Situațiile de calcul pot fi clasificate după cum urmează:

a. *Situații de durată*, avînd o durată de timp compatibilă cu durata de exploatare prevăzută pentru construcție;

b. *Situații tranzitorii*, care au o durată scurtă, dar o probabilitate ridicată de apariție;

c. *Situații excepționale*, care au o durată scurtă și o probabilitate redusă de a apărea.

Verificarea se efectuează prin compararea unor parametri ai grupărilor de acțiuni date, cu valori omoloage corespunzătoare apariției diferitelor stări limită.

În funcție de natura stării limită considerate verificarea poate consta în:

— *compararea eforturilor secționale cu eforturile capabile ale secțiunilor* (în cazurile elementelor de beton armat obișnuite pentru care se admite redistribuirea plastică a tensiunilor pe secțiune); pentru elemente static nedeterminate se admite redistribuirea eforturilor datorită fisurării și deformării postelastice, astfel încît calculul poate lua forma comparării încărcării maxime pe element cu mărimea încărcării capabile stabilită luînd în considerare mecanismul real de cedare (de obicei, cu formarea de articulații plastice);

— *compararea deformațiilor elementelor* de construcție cu *deformațiile capabile* (a căror depășire implică ruperea elementelor);

— *compararea deplasărilor* statice sau a amplitudinii deplasărilor dinamice, cu *valorile limită omoloage* (în cazul verificării unor condiții de exploatare);

— *compararea deschiderii fisurilor* cu *deschiderile limită* etc.

Pentru cazurile elementelor calculate cu metodele teoriei elasticității (de exemplu elemente masive cu dimensiuni apropiate pe cele trei direcții), neluînd în considerare comportarea reală a betonului armat (efectele fisurării, ale deformațiilor postelastice) prescripțiile anterioare admiteau și o verificare bazată pe compararea eforturilor unitare calculate cu rezistențele „de calcul".

Astăzi, odată cu dezvoltarea metodelor mai avansate de modelare discretizată a elementelor de construcție bi și tridimensionale și de folosire a metodelor de calcul automat există posibilitatea luării mai corecte în considerare a fenomenelor de cedare reală a acestor elemente, ținînd seama și de efectul fisurării betonului și de comportarea postelatică a armăturii și betonului, de conlucrare dintre beton și armătură.

Chiar în situația în care starea de eforturi în elementele bi și tridimensionale se stabilește prin metode de calcul în domeniul elastic este recomandabil, pentru consecvență și pentru evidențierea comportării betonului la stadiul de rupere, să se compare eforturile secționale de calcul (obținute prin însumarea eforturilor unitare în secțiune) cu eforturile capabile ale secțiunilor de beton armat.

Valorile de calcul ale parametrilor care caracterizează acțiunile, respectiv materialele, elementele de construcție sau structurile se determină conform precizărilor de la paragrefele 1.4 și 1.5 (respectiv conform prevederilor capitolelor 4 și 5 din STAS 10.100/0). Grupările de acțiuni se stabilesc conform precizărilor de la paragraful 1.4.2.) respectiv a prevederilor capitolului 7 din STAS 10. 100/0).

Precizări suplimentare apar necesare în legătură cu verificările structurilor de beton armat la stările limită ultime corespunzătoare acțiunilor excepționale (*SLU* din categoria B, în clasificarea de la paragraful 1.2), în special a celor seismice.

Este cunoscut faptul că dimensionarea structurilor de beton armat la aceste stări limită are un caracter convențional. Valorile de calcul ale intensității încărcării sînt, de regulă, sensibil mai reduse decît cele corespunzătoare unui răspuns seismic elastic al structurii, valorile de calcul ale rezistențelor materialelor (beton și armătură) fiind considerate aceleași ca în cazul celorlalte stări limită ultime. În aceste condiții, capacitatea unei structuri de a depăși *fără prăbușire un cutremur de intensitate mare* depinde în mod decisiv de capacitatea sa de a se deforma în domeniul postelastic și de a absorbi și a disipa energia indusă de cutremur.

Reflectînd stadiul de comportare a structurii din vecinătatea prăbușirii, situație în care sînt mobilizate toate rezervele de rezistență și de deformabilitate ale secțiunilor structurii, verificările privind capacitatea portantă și capacitatea de deformare a secțiunilor și a structurii în ansamblu (sau a capacității energetice care le înglobează pe amîndouă) ar trebui, în principiu, să se bazeze după cum s-a arătat în pragrafele 1.2 și 1.3. pe valorile medii ale rezistențelor betonului și armăturii, pe considerentul că aceste valori au o probabilitate mult mai mare de apariție simultană în toate secțiunile structurii decît valorile de calcul (valori minime probabile).

Este evident că trebuie să se facă distincție, din acest punct de vedere, între structurile cu numeroase zone plastice potențiale și numeroase „rezerve de rezistență" (cu grad mare de nedeterminare statică) și structurile cu puține zone plastice potențiale și puține „rezerve de rezistență".

Pe de altă parte este cunoscut faptul că deformabilitatea (capacitatea de deformare) unei secțiuni, a unui element sau unei structuri sau capacitatea acestora de absorbție a energiei prin deformare, mărimi ce intervin în verificările directe ale structurilor la o acțiune seismică precizată nu se pot cuantifica realist, ca și în cazul oricărui alt fenomen fizic decît pe baza valorilor efective (deci apropiate de cele medii din punct de vedere statistic) ale rezistențelor materialelor.

De asemenea, deoarece în verificările la diferite solicitări (de exemplu la încovoiere și forță tăietoare) intervin cu ponderi diferite, corespunzător mecanismelor de rezistență la solicitările respective, rezistențele betonului la compresiune, la întindere și rezistența oțelului, caracteristici cu variabilități diferite, corelarea capacităților de rezistență la aceste solicitări asociate mecanismului de plastificare al structurii, specifică proiectării antiseismice moderne, se poate face principial cel mai corect considerînd valorile medii ale rezistențelor. Această apreciere apare și mai justă atunci cînd se pune problema corelării capacității portante a structurii și a terenului de fundare. În asemenea proceduri ar urma să se folosească coeficienți de siguranță unici, afectînd global capacitatea portantă.

Numai rațiuni de a nu complica excesiv proiectarea curentă a structurilor (inclusiv a celor de beton armat) au făcut ca în cele mai multe dintre prescripțiile de proiectare naționale, inclusiv în cele din țara noastră, să se păstreze o procedură unică bazată pe valori de calcul identice pentru cazul acțiunilor excepționale și a celor obișnuite, în care se verifică explicit de regulă numai capacitatea *de rezistență*, în raport cu încărcările seismice convenționale de calcul, în timp ce verificarea capacității de deformare are un caracter implicit și aproximativ, efectuîndu-se în mare parte și prin intermediul unor criterii constructive de alcătuire a secțiunilor. Este de subliniat faptul că în acest fel nu se poate controla, decît într-o manieră foarte aproximativă, asigurarea structurii în raport cu acțiunile excepționale. Ediții viitoare ale prescripțiilor de proiectare antiseismice vor trebui probabil să ia în considerare și procedee de proiectare mai riguroase pentru aceste categorii de acțiuni.

În capitolul 6 sînt tratate în detaliu aspectele specifice ale proiectării antiseismice a structurilor de beton armat.

2. CARACTERISTICILE DE CALCUL ALE BETONULUI

În acest capitol sînt prezentate şi comentate acele caracteristici de calcul ale betonului care sînt fie prezentate direct fie considerate indirect în prevederi de calcul şi alcătuire constructivă cuprinse în STAS 10.107/0-90.

Pentru o prezentare mai completă a caracteristicilor de calcul ale betonului se pot consulta tratate de specialitate ca de exemplu [44, 70] sau raportul general al lui H. Aoyama [11] prezentat la simpozionul AICAP—CEB de la Roma în 1979, precum şi cap. VII din lucrarea [10].

2.1. CLASA BETONULUI

STAS 10107/0-90 reprezintă prima prescripţie de proiectare a betonului armat în ţara noastră în care caracteristicile betonului sînt date în funcţie de clasa sa. Sînt considerate următoarele clase: Bc 3,5; Bc 5; Bc 7,5; Bc 10; Bc 15; Bc 20; Bc 25; Bc 30; Bc 35; Bc 40; Bc 50; şi Bc 60. Cifrele care definesc clasa betonului reprezintă valoarea în N/mm² (MPa) a rezistenţei caracteristice la compresiune determinată pe cuburi cu latura de cca 140 mm, păstrate în condiţii standard şi încercate conform STAS 1275-81. Mărimea rezistenţei caracteristice (R_{bk}) este definită probabilistic ca valoarea sub care se pot plasa cel mult 5% din valorile individuale determinate (fig. 2.1). În alte ţări determinarea rezistenţei la compresiune se face pe cilindri cu diametrul de circa 150 mm şi înălţimea de circa 300 mm. Desigur că, la aceeaşi calitate de beton, rezistenţa obţinută pe asemenea probe cilindrice este semnificativ diferită de cea obţinută pe cuburi ($R_{cil} \simeq 0,9\ R_{cub}$) şi deci clasele determinate pe cilindri apar superioare celor determinate pe cuburi.

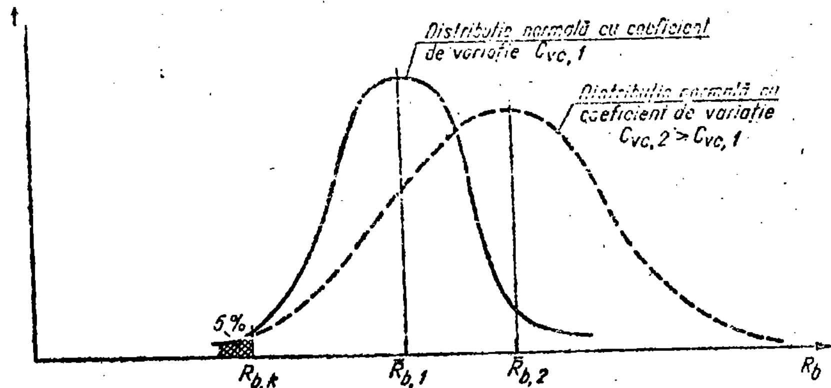


Fig. 2.1.

Dacă se consideră o distribuţie statistică normală a valorilor rezistenţelor la compresiune, caracterizată de media $\bar{R}_b$ şi coeficientul de variaţie C_{vc}, atunci între R_{bk} şi $\bar{R}_b$ există relaţia

$$R_{bk} = \bar{R}_b(1 - 1{,}645\ C_{vc}) \qquad (2.1)$$

Marca betonului folosită anterior în ţara noastră reprezenta valoarea în kgf/cm² a rezistenţei medii teoretice $\bar{R}_b$, prevăzută în prescripţiile de proiectare pentru o valoare normată a coeficientului de variaţie $C_{vc} = 15\%$. În execuţie, pentru realizarea mărcii de proiect, funcţie de variabilitatea reală înregistrată în calitatea betonului, rezistenţa medie reală pe cuburi (denumită impropriu „marcă reală") era adeseori mai mare, datorită depăşirii în practică a valorii normate a coeficientului de variaţie, iar uneori putea fi acceptată şi mai mică, atunci cînd valoarea C_{vc} era sub 15%. Apăreau astfel evidente atît artificialitatea folosirii noţiunii de marcă pentru asigurarea indicelui de rezistenţă a betonului cît şi complicaţiile din practica urmăririi cu metode statistice a calităţii betonului.

Pe baza relaţiei (2.1) şi a valorilor curente întîlnite în ţara noastră pentru C_{vc}, echivalarea între clasa betonului şi marca betonului se poate face conform tabelului 2.1 [104]. Se poate observa că, pentru a realiza un beton de o anumită clasă, apare mai evidentă posibilitatea producătorului de beton de a reduce valoarea medie a rezistenţei şi deci de a reduce consumul de resurse şi costul, dacă reuşeşte să asigure un nivel corespunzător de omogenitate a preparării betonului. Totodată, în cazul unei producţii neomogene cu variabilitate mare a rezistenţelor (valori mari ale coeficientului de variaţie C_{vc}) apare mai evidentă obligativitatea creşterii valorii medii a rezistenţelor pentru a asigura clasa de beton prescrisă. Se obţin astfel avantaje în metodologia urmăririi şi dirijării calităţii betonului care, odată cu introducerea unei cerinţe mai simple şi clare, permite mai multă elasticitate executantului în realizarea calităţii prescrise.

Tabelul 2.1. **Valorile echivalente ale mărcilor de beton corespunzătoare diferitelor clase de beton**

Clasa betonului	Marca echivalentă
Bc3,5	B50
Bc5	B75
Bc7,5	B100
Bc10	B150
Bc15	B200
Bc20	B250
Bc25	B330
Bc30	B400
Bc35	B450
Bc40	B500
Bc50	B600
Bc60	B700

Pentru betoanele cu agregate ușoare, denumite în continuare betoane ușoare, clasele folosite sînt limitate superior la Bc 35, inclusiv. La aceste betoane, pe planurile de execuție se indică atît clasa de rezistență cît și categoria de densitate. Acestea se determină conform tabelului 2.2

Tabelul 2.2. **Categorii de densitate ale betoanelor cu agregate ușoare**

Categoria de densitate	Densitatea betonului uscat la masă constantă kg/m³
1,6	1501 1600
1,7	1601 1700
1,8	1701 1800
1,9	1801 1900
2,0	1901 2000

Observație. Cînd greutatea elementelor nu este stabilită prin măsuri directe, greutatea proprie se stabilește adăugînd 50 kg/m³ la densitatea aparentă maximă a subcategoriei de densitate considerate.

În general se recomandă adoptarea următoarelor *clase minime:*

— Bc 7,5, pentru elemente de rezistență din *beton simplu;*

— Bc 15, pentru elemente din *beton armat*, monolit sau prefabricat;

— Bc 25, pentru elemente din *beton precomprimat* cu armături pretensionate de tip PC;

— Bc 50, pentru elemente din *beton precomprimat* cu armături pretensionate trefilate (toroane, fascicole, sîrme, lițe);

Alegerea clasei de beton se face ținînd seama atît de considerente de rezistență cît și de necesitatea asigurării durabilității betonului și a armăturii pentru condiții de exploatare date. În funcție de aceste condiții în standard sînt date criterii mai nuanțate pentru clase minime ale betonului. Astfel, pentru elementele de construcții puțin solicitate, situate în medii neagresive, clasele minime de beton precizate anterior se pot reduce.

În cazurile în care mărirea clasei de beton conduce la o reducere importantă a secțiunii de beton se recomandă adoptarea unor clase de beton superioare valorilor minime precizate anterior.

De asemenea, considerente de asigurare a durabilității (în special avînd in vedere evitarea corodării armăturii) în condiții de mediu cu agresivitate sporită pot duce la justificarea economică a folosirii unor clase mai ridicate. Deteriorarea timpurie a construcțiilor de beton armat, cu efecte profund dăunătoare (inclusiv economice) poate fi total evitată prin folosirea unor clase de beton mai ridicate care, în cazul realizării corespunzătoare, conferă compactitate mărită și deci sensibilitate mai redusă la efectele agresivității mediului. Implicațiile mai largi ale problemei durabilității și protecției contra coroziunii ale elementelor și construcțiilor de beton armat cer o tratare mai adîncită a problemei, care depășește sensibil spațiul oferit lucrării de față, astfel încît observațiile de principiu de mai sus nu sînt detaliate în continuare. Date suplimentare se pot găsi în lucrările Conferinței a XII-a de betoane (Iași 1984). Ca prescripții specifice de proiectare în țara noastră se pot menționa [109].

2.2. REZISTENȚELE BETONULUI

Rezistența la compresiune folosită în calculul elementelor de construcții de beton armat în țara noastră și în alte țări (de ex. țările C.A.E.R., R.F.G. ș.a.) se consideră a corespunde rezistențelor obținute prin încercări la compresiune pe prisme cu secțiunea egală cu a cuburilor pe care se determină clasa (150 mm × 150 mm) și înălțimea egală cu de 3—4 ori latura secțiunii. În țările care definesc clasa prin încercări pe cilindri se folosește în calcul drept rezistență la compresiune valoare $R_{ck} = 0,85\ R_{cil}$.

În STAS 10 107/0-90. rezistența caracteristică a betonului la compresiune este determinată cu relația:

$$R_{ck} = (0,87 - 0,002\ R_{bk})\ R_{bk} \qquad (2.2),$$

unde R_{bk} este rezistența caracteristică a betonului la compresiune pe cub adică clasa betonului. În relația (2.2), ca de altfel în toate relațiile care urmează, valorile rezistențelor sînt exprimate în N/mm² (MPa).

Pentru determinarea rezistenței caracteristice la întindere a betonului STAS 10.107-90 dă relațiile:

$$R_{tk} = 0,22\ \sqrt[3]{R_{ck}^2}, \qquad (2.3)$$

in cazul betonului cu agregate normale, și

$$R_{tk,u} = R_{tk}\left(0,3 + \frac{0,7\,\delta}{2400}\right) \qquad (2.4)$$

unde δ este densitatea aparentă a betonului ușor conform tabelului 2.2, în cazul betonului cu agregate ușoare.

Pentru clasele de beton folosite în țara noastră valorile R_{ck} și R_{tk} sînt cele din tabelul 2.3

În unele prescripții de proiectare, de exemplu [104, 114], valorile eforturilor secționale corespunzătoare stărilor limită ultime ale elementelor de beton armat se stabilesc direct pe baza rezistențelor caracteristice ale betonului și armăturii, iar de probabilitatea apariției unor rezistențe mai mici decît acestea se ține seama prin introducerea unor coeficienți subunitari de multiplicare a eforturilor ultime (în afară de faptul că în stabilirea solicitărilor induse de acțiunile pe structură se folosesc și valori ale coeficienților încărcărilor mai mari decît coeficienții de încărcare folosiți în țara noastră).

În România ca și, practic în toate normele europene (inclusiv în Codul Model CEB—FIP) valorile eforturilor corespunzătoare stărilor limită ultime ale elementelor de beton armat se stabilesc pe baza rezistențelor de calcul care reprezintă valori minime probabile asociate unui risc neglijabil în raport cu riscul de 5% asociat rezistențelor caracteristice.

Rezistențele de calcul ale betonului la compresiune, R_c, și la întindere, R_t, se stabilesc cu relațiile

$$R_c = m_{bc}\frac{R_{ck}}{\gamma_{bc}} = m_{bc}R_c^* \qquad (2.5)$$

și

$$R_t = m_{bt}\frac{R_{tk}}{\gamma_{bt}} = m_{bt}R_t^* \qquad (2.6)$$

Tabelul 2.3 Valorile rezistențelor caracteristice ale betonului conform STAS 10 107/0-90

Tipul rezistenței		Simbol	Bc3,5	Bc 5	Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30	Bc 35	Bc 40	Bc 50	Bc 60
			Rezistențe caracteristice pentru beton, N/mm²[MPa]											
La compresiune		R_{ck}	3	4,5	6,4	8,5	12,5	16,6	20,5	24,3	28,0	31,6	38,5	45,0
La întindere	Beton obișnuit	R_{tk}	–	–	0,76	0,92	1,19	1,43	1,65	1,86	2,03	2,20	2,51	2,78
	Beton cu agregate ușoare cu subcategoria de densitate 1,6		–	–	0,59	0,72	0,93	–	–	–	–	–	–	–
	1,7; 1,8		–	–	0,64	0,77	1,00	1,20	1,38	1,56	–	–	–	–
	1,9; 2,0		–	–	–	–	1,23	1,42	1,59	1,74	–	–	–	–

în care R_c^* și R_t^* sînt valorile de bază ale rezistențelor de calcul. Pentru coeficienții de siguranță γ_{bc} și γ_{bt} se folosesc aceleași valori ca și în ediția precedentă a STAS 10.107/0, respectiv,

$$\gamma_{bc} = 1,35 \qquad \gamma_{bt} = 1,50 \tag{2.7}$$

iar m_{bc} și m_{bt} sînt coeficienții condițiilor de lucru la compresiune și respectiv întindere. Coeficienții condițiilor de lucru cu valori diferite de unu (de obicei subunitare) se introduc pentru a ține seama în special de efectul turnării betonului pe înălțimi mai mari de 1,5—2 m (obținerea de structuri mai poroase ale betonului la partea superioară a elementului datorită procesului de sedimentare și migrare în sus a apei libere), de efectele defavorabile ale dimensiunilor mici sau — în cazul elementelor din beton ușor sau din beton simplu — de efectele comportării mai casante. Atunci cînd apar mai mulți coeficienți ai condițiilor de lucru, valorile m_{bc} și m_{bt} în relațiile (2.5) și (2.6) reprezintă produsul acestor coeficienți.

Pentru elementele de beton armat se introduc coeficienții condițiilor de lucru $m_{bc} = m_{bt}$ din tabelul 2.4

În cazul elementelor de beton simplu pentru a ține seama de gradul mai redus de avertizare a ruperii lor în raport cu elemente comparabile din beton armat, coeficienții din tabelul 2.4. se înmulțesc suplimentar cu valorile:

$$m_{bc} = m_{bt} = 0,9 \tag{2.8}$$

În tabelul 1 din anexa B sînt date valorile rezistențelor de calcul pentru elemente de beton armat obținute prin înmulțirea valorilor de bază (2.5) și (2.6) cu coeficienții condițiilor de lucru din tabelul 2.4.

Tabelul 2.4. Coeficienții condițiilor de lucru ai betonului în elemente de beton armat.

Poziția de turnare		Dimensiunea cea mai mică a secțiunii (mm)	$m_{bc} = m_{bt}$
Verticală, cu înălțimea de turnare > 1500 mm (stîlpi, diafragme, grinzi, pereți, pereți de recipienți, etc. din beton armat monolit) sau *înclinată*, cu cofraj pe toate fețele.		<300	0,75
		⩾ 300	0,85
Orizontală sau verticală cu înălțime de turnare ⩽ 1500 mm	elemente liniare solicitate la compresiune excentrică (stîlpi prefabricați, etc.).	< 300	0,85
		⩾300	1,00
	elemente liniare solicitate la încovoiere (grinzi, rigle de cuplare ale diafragmelor etc.)	<200	0,85
		⩾200	1,00
	plăci	oricare	1,00

La starea limită de oboseală pentru stabilirea rezistenţei R_{co}, pe lîngă coeficienţii condiţiilor de lucru de la starea limită de rezistenţă, se ia în considerare şi coeficientul

$$m_{bc} = 0{,}6 + 0{,}5\rho_b \leqslant 1{,}0 \qquad (2.9)$$

în care coeficientul de asimetrie ρ_b este dat de relaţia

$$\rho_b = \frac{\sigma_{b,\,min}}{\sigma_{b,\,max}} \geqslant 0 \qquad (2.10)$$

adică de raportul între eforturile unitare minim şi maxim la fibra de beton cea mai comprimată în secţiunea transversală. Relaţia (2.9) corespunde situaţiilor obişnuite, cînd se poate considera ca după $2 \cdot 10^6$ cicluri de încărcare—descărcare, rezistenţa betonului creşte cu minimum 25% faţă de rezistenţa la 28 zile.

2.3. DEFORMAREA BETONULUI SUB ÎNCĂRCARE

Acest paragraf se referă la deformaţia betonului care apare concomitent cu acţiunea aplicată construcţiei, reprezentînd astfel deformaţia de scurtă durată. Creşterea în timp a deformaţiei betonului (deformaţia de lungă durată) este discutată în paragraful 2.4.

2.3.1. Coeficientul de dilatare termică

Pentru elementele de beton armat supuse la variaţii de temperatură Δ_t cuprinse în intervalul de temperatură —30°C şi + 100°C, coeficientul de dilatare termică liniară α_t, pentru calculul deformaţiei unitare longitudinale impuse, ε, cu relaţia

$$\varepsilon = \alpha_t \cdot \Delta_t \qquad (2.11)$$

se consideră egal cu:

10^{-5}/°C, pentru betonul obişnuit
$0{,}8 \times 10^{-5}$/°C pentru betonul cu agregate uşoare

2.3.2. Caracteristici elastice

Modulul de elasticitate longitudinal al betonului la compresiune sau întindere, E_b, determinat pe prisme din beton obişnuit, se determină folosind o metodologie bazată pe încărcarea şi descărcarea repetată pînă la eforturi ce nu depăşesc cca. 30% din rezistenţa la compresiune (pentru evitarea microfisurării). Valorile modulilor de elasticitate ai betonului, funcţie de clasa sa sînt date în tabelul 3 din Anexă.

Modulul de elasticitate longitudinal pentru un beton cu agregate uşoare, E_{bu}, se determină cu relaţia

$$E_{bu} = \left(\frac{\rho_{bu}}{\rho_b}\right)^2 E_b \qquad (2.12)$$

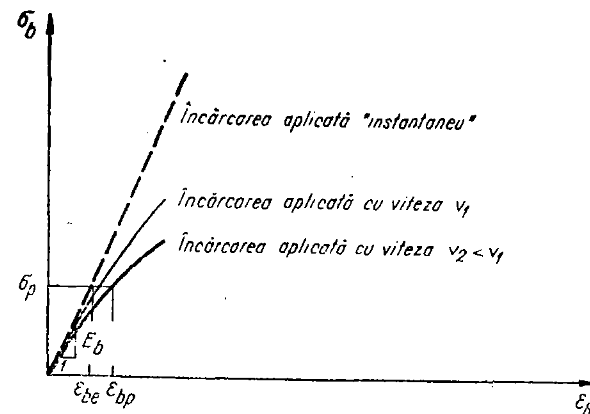


Fig. 2.2.

unde: E_b este modulul de elasticitate al betonului obişnuit de aceeaşi clasă; ρ_b este densitatea aparentă a betonului obişnuit (2200 kg/m³); ρ_{bu} este densitatea aparentă a betonului cu agregate uşoare.

Observaţii 1. Spre deosebire de valorile rezistenţelor de calcul corespunzătoare claselor respective, mărimile modulilor de elasticitate sînt valori medii (deci au corespondenţă de fapt cu valorile medii ale rezistenţelor).

2. Specific betonului este faptul că, chiar la încărcări de scurtă durată (cu excepţia celor aplicate „instantaneu") alături de deformaţiile elastice, ε_{be}, apar şi deformaţii remanente, plastice, ε_{bp}, funcţie de viteza de încărcare (respectiv durata încărcării) — vezi fig. 2.2. Modulul de elasticitate E_b corespunde pantei iniţiale la curba σ_b — ε_b' (deci este modulul de elasticitate „tangent").

Coeficientul de deformaţie transversală (coeficientul lui Poisson) se consideră

$$\mu = 0{,}2 \qquad (2.13)$$

Modulul de elasticitate transversală se consideră

$$G_b = 0{,}4\, E_b \qquad (2.14)$$

atît pentru betonul obişnuit cît şi pentru betonul cu agregate uşoare.

2.3.3. Legea fizică σ-ε la compresiune monoaxială

Relaţia între efortul unitar σ_b şi deformaţia specifică ε_b la compresiunea monoaxială, monoton crescătoare a unei prisme din beton simplu arată ca în fig. 2.3. Din examinarea acestei relaţii rezultă cîteva aspecte deosebit de importante.

a. Comportarea betonului la încărcare (valoarea $\varepsilon_b = \varepsilon_{be} + \varepsilon_{bp}$ funcţie de σ_b) poate fi considerată liniară pînă la eforturi unitare ce nu depăşesc circa jumătate din rezistenţa betonului la compresiune. În acest domeniu betonul se poate asimila practic cu un mediu continuu. Peste aceste valori începe procesul de microfisurare a betonului cu efecte complexe asupra deformabilităţii şi rezistenţei betonului funcţie de regimul de încărcare.

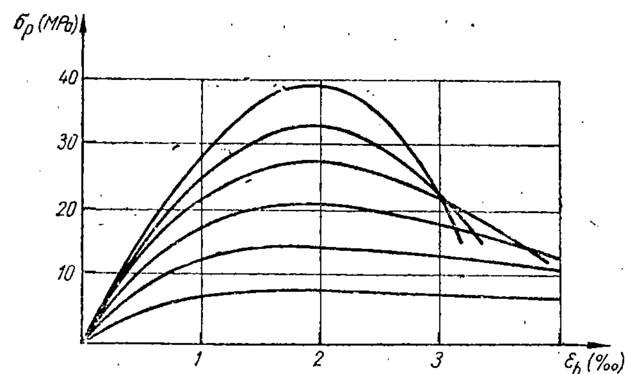


Fig. 2.3.

b. Forma şi caracteristicile relaţiei σ_b — ε_b depind semnificativ de mărimea rezistenţei la compresiune. Astfel se constată că:

— modulul de elasticitate E_b creşte odată cu rezistenţa betonului la compresiune astfel încît E_b variază chiar în cadrul aceleiaşi clase odată cu variţia rezistenţei la compresiune (vezi fig. 2.1);

— domeniul de comportare liniară este mai mare la un beton cu rezistenţă mai mare decît la un beton cu rezistenţă mai mică;

— la o deformaţie specifică $\varepsilon_b = \varepsilon_{b0} \simeq 2^0/_{00}$, rigiditatea betonului comprimat centric (valoarea $d\sigma_b/d\varepsilon_b$) devine nulă şi se atinge rezistenţa la compresiune;

— creşterea lui ε_b peste valoarea ε_{b0} este insoţită de o scădere a efortului σ_b (ramura descendentă a curbei σ_b — ε_b);

— valoarea deformaţiei ε_b asociată ruperii betonului comprimat, ε_{bu}, şi scăderea corespunzătoare a lui σ_b depind de rezistenţa betonului la compresiune (ramura descendentă a curbei σ_b — ε_b este mai abruptă şi mai scurtă la betoane de rezistenţă mai ridicată). De fapt comportarea betonului în domeniul $\varepsilon_b > 2^0/_{00}$ depinde şi de alţi factori care nu se pot evidenţia prin diagramele din fig. 2.3. Dintre aceşti factori sînt de menţionat gradientul deformaţiilor pe secţiune (secţiunea este comprimată uniform sau neuniform cu sau fără zone întinse), forma zonei comprimate şi gradul de fretare (confinare) cu armare transversală şi longitudinală. Toţi aceşti factori afectează, de fapt, tendinţa de umflare laterală a betonului comprimat produsă de dezvoltarea procesului de microfisurare. Cu cît această tendinţă este împiedicată în mai mare măsură cu atît valoarea ε_b asociată ruperii este mai mare iar scăderea lui σ_b la aceeaşi valoare $\varepsilon_b > \varepsilon_{b0}$ este mai mică.

Prevederile din STAS 10.107/90 privind caracteristicile de calcul ale betonului sînt în concordanţă cu aspectele menţionate anterior şi cu principiile adoptate în ţara noastră pentru proiectarea betonului armat pe baza metodei stărilor limită (vezi capitolul 1).

i. Pentru *calculul la starea limită de rezistenţă* a secţiunii încovoiate cu sau fără forţă axială, folosind metoda generală, se recomandă relaţia σ_b — ε_b din fig. 2.4. în care R_c este rezistenţa de calcul la compresiune a betonului. Această relaţie adoptată pentru prima dată de Recomandările CEB-FIP [110], consideră o parabolă de gradul doi între originea sistemului de axe σ_b — ε_b şi punctul A de coordonate $\varepsilon_{b0} = 0{,}002$ şi R_c şi o linie dreaptă între punctul A şi punctul C corespunzător cedării betonului la compresiune.

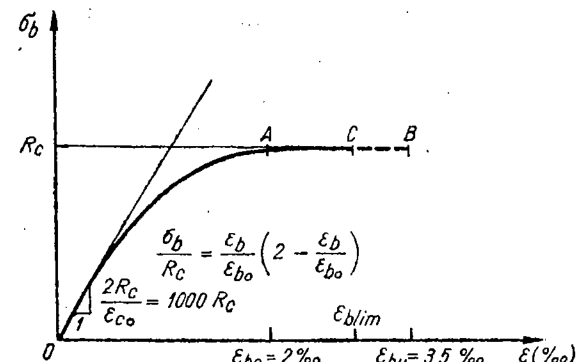


Fig. 2.4.

Parabola OA are ecuaţia:

$$\frac{\sigma_b}{R_c} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}\left(2 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}\right) \tag{2.15}$$

corespunzătoare condiţiilor $\sigma_b = 0$ la $\varepsilon_b = 0$ şi $\sigma_b = R_c$ şi $d\sigma / d\varepsilon_b = 0$ la $\varepsilon_b = \varepsilon_{b0}$. Se observă că tangenta la parabolă, în origine, are valoarea

$$\frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b} = \frac{2R_c}{\varepsilon_{b0}} = 1\,000\,R_c \tag{2.16}$$

Dreapta AC are ecuaţia

$$\sigma_b = R_c \tag{2.17}$$

Punctul C este definit de valoarea $\varepsilon_{b\,lim}$ care variază liniar între valoarea $\varepsilon_{b0} = 0{,}002$ corespunzătoare unei distribuţii ε uniforme pe întreaga secţiune (compresiune centrică) şi valoarea $\varepsilon_{bu} = 0{,}0035$ corespunzătoare situaţiilor în care axa neutră se află la interiorul secţiunii (fig. 2.5). În figură s-a notat cu ε_{bi} valoarea ε_b la fibra extremă a secţiunii întinsă de momentul încovo-

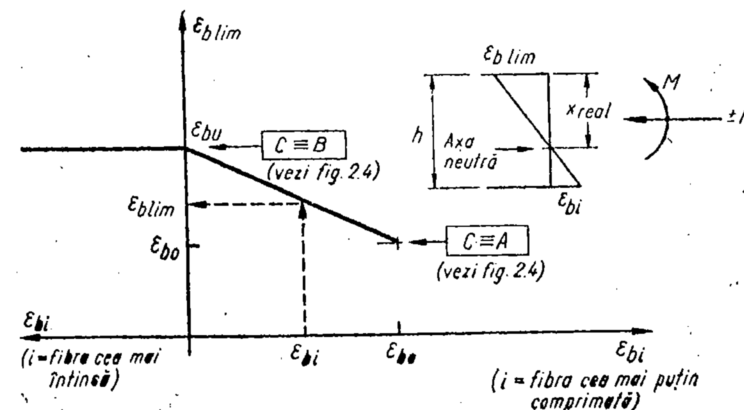


Fig. 2.5.

ietor M. Prin valoarea adoptată pentru $\varepsilon_{b\,lim}$ se ține seama de influența gradientului deformațiilor pe secțiune asupra valorii deformației specifice capabile.

Se observă că legea fizică $\sigma_b - \varepsilon_b$ din fig. 2.4 introduce următoarele aproximări mai importante în raport cu relațiile $\sigma_b - \varepsilon_b$ din fig. 2.3.

— raportul între modulul de elasticitate inițial și rezistența betonului la compresiune este constant și egal cu 1 000 (vezi relația (2.16));

— zona descendentă a relației $\sigma_b - \varepsilon_b$ este înlocuită cu un palier;

— valoarea ε_{bu} se ia constantă, indiferent de forma secțiunii și de gradul de confinare asigurat de amarea transversală.

Toate aceste aproximări afectează într-o măsură neglijabilă valoarea solicitării capabile a secțiunii și deci rezultatul calculului la starea limită de rezistență. Aproximările pot deveni însă semnificative atunci cînd se urmărește să se stabilească valoarea rigidității și/sau ductilității secțiunii de beton armat. În acest context este deci, importantă precizarea că relația $\sigma_b - \varepsilon_b$ din fig. 2.4 este dată în STAS 10.107/0-90 în principal pentru calculul cu metoda generală la starea limită de rezistență.

Pentru calculul la stările limită ale exploatării normale, eforturile în beton în zona comprimată a secțiunii se evaluează considerînd comportarea liniară a betonului și valorile caracteristicilor din paragraful 2.3.2. Acest mod de calcul se justifică prin considerentele prezentate în continuare.

La stările limită ale exploatării normale interesează valoarea medie a rezistenței betonului la compresiune, $\bar{R}_c$, și nu valoarea de calcul, R_c. Pe baza relației (2.18), similară cu (2.1):

$$R_{ck} = \bar{R}_c(1 - 1.645\, C_{vc}) \qquad (2.18)$$

și a relației (2.5) cu $m_{bc} = 1$ raportul $\bar{R}_c/R_c$ rezultă ca în fig. 2.6, unde se reprezintă și variația asimilară a raportului $\bar{R}_t/R_t$ pentru rezistențele la întindere. Pe baza valorii acestui raport (circa 1.8 la un coeficient de variație egal cu 15%) și a faptului că valorile încărcărilor, care se iau în considerare în calculul la stările limită ale exploatării normale, sînt mai mici decît valorile de calcul ale încărcărilor, care intervin în calculul la starea limită de rezistență, se poate aprecia că efortul maxim de compresiune în beton $\sigma_{b\,max}$, nu depășește de regulă 0,5 din rezistența medie, $\bar{R}_c$ cea mai apropiată probabilistic de rezistență efectivă a betonului (fig. 2.7). În aceste condiții, este deci justificat ca să se considere că betonul se comportă liniar, modulul de elasticitate avînd valoarea inițială E_b sau puțin redusă față de E_b în funcție de cît de mare este $\sigma_{b,\,max}$. Este de observat că pentru zona ascendentă a

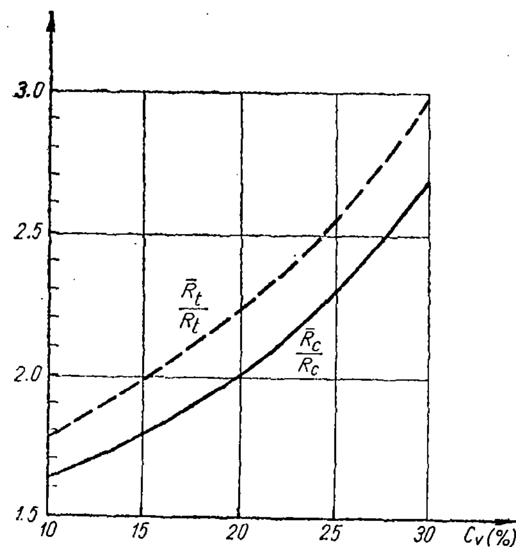


Fig. 2.6.

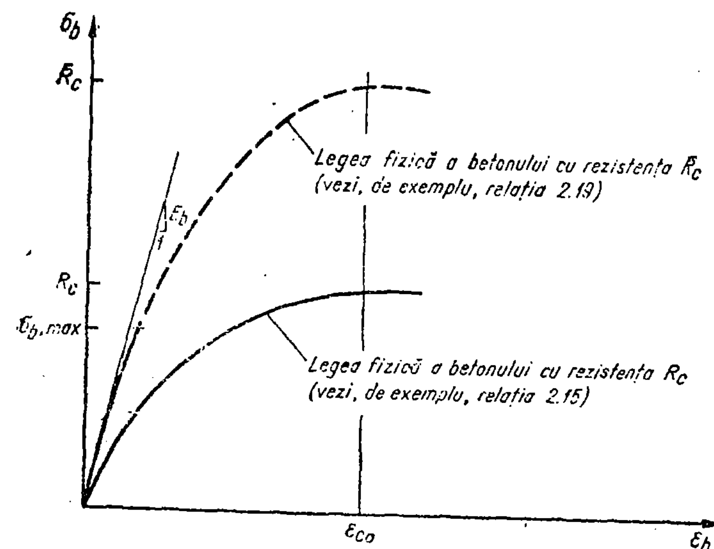


Fig. 2.7.

legii fizice a betonului cu rezistența $\bar{R}_c$ se poate adopta de exemplu, relația:

$$\frac{\sigma_b}{\bar{R}_c} = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{b0}}\left[\left(\frac{E_b\varepsilon_{b0}}{\bar{R}_c} - 2\right)\left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}\right)^2 + \left(3 - 2\frac{E_b\cdot\varepsilon_{b0}}{\bar{R}_c}\right)\cdot\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} + \frac{E_b\varepsilon_{b0}}{\bar{R}_c}\right] \qquad (2.19)$$

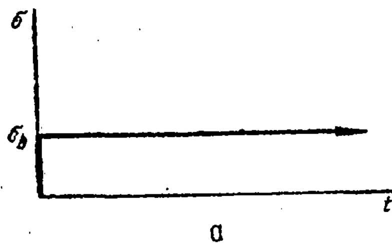
care reprezintă o parabolă de gradul trei. În raport cu parabola de gradul doi din relația (2.15), această parabolă respectă și condiția $d\sigma_b/d\varepsilon_b = E_b$ la $\varepsilon_b = 0$. Parabola de gradul trei degenerează în parabola de gradul doi (adică relațiile (2.19) și (2.15) coincid) dacă $E_b\varepsilon_{b0}/\bar{R}_c = 2$. Relația (2.19) nu poate fi folosită decît dacă $2 \leq E_b\varepsilon_{b0}/\bar{R}_c \leq 3$. Dacă această condiție nu este satisfăcută parabola de gradul 3 prezintă un punct de inflexiune în domeniul $0 < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0}$.

Alte argumente pentru a admite comportarea elastic-liniară în stadiul de exploatare se prezintă în subcap. 5.5.

2.3.4. Legea fizică σ-ε la întindere

În proiectarea structurilor apar situații cînd este necesar să se analizeze comportarea elementelor în stadii de solicitare anterioare fisurării betonului întins. Asemenea situații apar, de exemplu, la calculul la starea limită de rezistență a elementelor de beton simplu (vezi cap. 4) sau la proiectarea unor elemente de beton armate cu rol de rezistență antiseismică, la care, în condițiile unei armări longitudinale reduse (de pildă la unii pereți de beton armat din structuri tip „fagure"), momentul de fisurare fiind mai mic decît momentul de rupere (ultim), forța tăietoare de calcul este asociată cu valoarea momentului de fisurare.

În aceste cazuri se consideră în calcul contribuţia betonului întins şi este necesară adoptarea unei legi analitice pentru betonul supus la tensiune. Diagrama $\sigma-\varepsilon$ pentru betonul întins şi modul de stabilire a eforturilor secţionale de fisurare se indică la paragraful 4.2.1. (fig. 4.2, *c*).



2.4. DEFORMAREA ÎN TIMP A BETONULUI

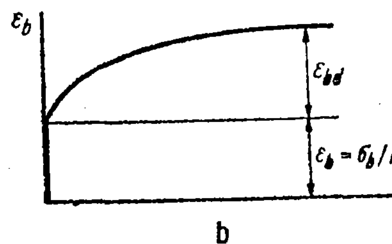


Fig. 2.8.

Deformarea specifică de lungă durată a betonului ε_{bd} (fig. 2.8) se poate calcula simplificat, conform STAS 10107/0-90, cu relaţia

$$\varepsilon_{bd} = \bar{\varphi}\varepsilon_b \geqslant \bar{\varepsilon}_c \qquad (2.20)$$

unde:

ε_b — este deformaţia specifică elastică iniţială a betonului

$\bar{\varphi}$ — valoarea de calcul a caracteristicii deformaţiei în timp a betonului la durată foarte mare de încărcare (teoretic la $t = \infty$)

$\bar{\varepsilon}_c$ — deformaţia specifică maximă datorită contracţiei betonului.

Valoarea $\bar{\varphi}$ se determină cu relaţia

$$\bar{\varphi} = k_1 k_2 k_3 \varphi_0 \qquad (2.21)$$

în care φ_0 este valoarea de bază, iar k_1, k_2 şi k_3 sînt coeficienţii care exprimă influenţa gradului de maturitate a betonului la încărcare, a gradului de solicitare şi, respectiv, a umidităţii relative a mediului ambiant (vezi tabelul 4 din anexă).

Observaţie — Pentru valori $\sigma_b \leqslant 0{,}5\, R_c$ mărimea coeficientului $k_2 = 1$ exprimă dependenţa liniară a deformaţiilor de curgere lentă de mărimea deformaţiilor la încărcare, respectiv de eforturile unitare în beton.

Deformaţia $\bar{\varepsilon}_c$ se determină cu relaţia

$$\bar{\varepsilon}_c = k_3 k_4\, \varepsilon_c. \qquad (2.22)$$

în care ε_c este valoarea de bază, k_3 are aceeaşi semnificaţie ca şi în relaţia (2.21), iar coeficientul k_4 exprimă influenţa dimensiunilor elementului (vezi tabelul 5 din anexă).

Deformarea în timp a betonului nu afectează practic capacitatea de rezistenţă a secţiunii de beton armat, dar trebuie luată în considerare atît la calculul efectului zvelteţii la starea limită de rezistenţă cît şi la stările limită ale exploatării normale. În toate aceste situaţii, de efectul deformării în timp a betonului, se poate ţine seama simplificat cu ajutorul metodei modulului de elasticitate redus. Astfel, în relaţiile de calcul, în locul modulului de elasticitate E_b se consideră modulul de elasticitate $E_b/(1 + v\bar{\varphi})$ unde $\bar{\varphi}$ are valoarea dată de relaţia (2.21), iar v este raportul între efortul produs de încărcarea de lungă durată şi cel din încărcarea totală.

2.5. EFECTE ALE SOLICITĂRII MULTIAXIALE

Betonul este rareori solicitat în practică la o stare monoaxială de eforturi. Într-adevăr, sînt puţine situaţii în care să nu apară concomitent eforturi normale σ şi tangenţiale τ, ceea ce conduce la o stare biaxială de eforturi sau în care tendinţa de umflare transversală a betonului sub acţiunea unei compresiuni longitudinale să nu fie împiedicată de armătura transversală şi longitudinală, ceea ce conduce la o stare triaxială de eforturi. În general, comportarea betonului la solicitări multiaxiale este mult mai puţin cunoscută decît cea la solicitarea monoaxială. În cele ce urmează se prezintă numai două din multiplele aspecte privind solicitarea multiaxială a betonului. Ambele aspecte sînt luate în considerare în prevederi cuprinse în STAS 10107/0-90.

În fig. 2.9 se prezintă relaţia simplificată între rezistenţele betonului pe două direcţii ortogonale, în starea plană de torsiuni. Se observă că rezistenţa betonului (la întindere sau compresiune) scade într-o măsură importantă atunci cînd pe direcţia normală există un efort de semn contrar. Acest efect se ia în considerare la calculul la starea limită de rezistenţă la forţa tăietoare şi/sau la moment de torsiune.

Pe de altă parte rezistenţa şi capacitatea de deformare a betonului comprimat cresc atunci cînd tendinţa de umflare laterală este împiedicată de armare transversală şi longitudinală (fig. 2.10). Acest efect, denumit de fretarea sau confinare, care se manifestă evident numai asupra miezului de beton „încorsetat" în armătură, apare după exfolierea betonului din afara acestui miez şi creşte odată cu cantitatea de armătură transversală şi longitudinală. Trebuie observat că armătura longitudinală poate exercita un efect eficient de confinare numai în măsura în care printr-o armare transversală suficientă şi raţional dispusă tendinţa sa de deplasare laterală este împiedicată Studii experimentale au arătat că pentru calculul rezistenţei

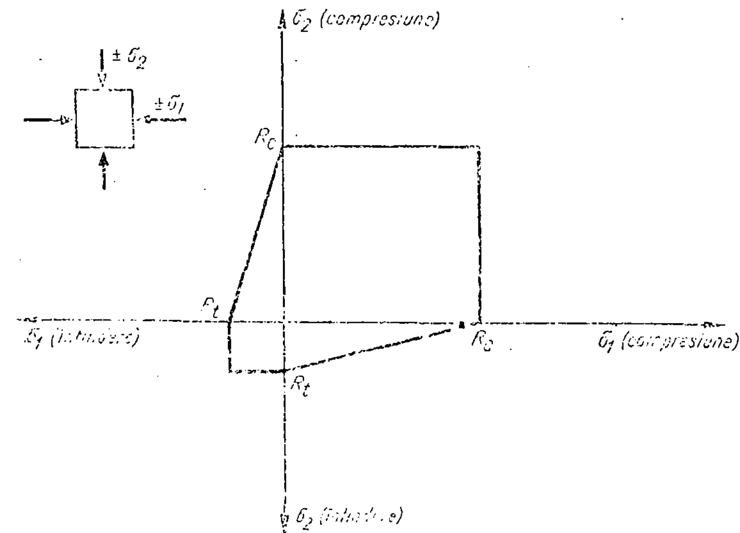


Fig. 2.9.

la compresiune R'_c, a betonului fretat se poate folosi relaţia

$$R'_c = R_c + k\sigma_{tr} \quad (2.23)$$

unde R_c este rezistenţa betonului simplu, k este un coeficient egal cu cel puţin 4,1 iar σ_{tr} este efortul unitar transversal datorat fretării cu armare transversală. Pentru armare transversală cu fretă circulară cu aria secţiunii A_s şi pasul a_s, de exemplu σ_{tr} rezultă din relaţia (vezi fig. 2.11).

$$\sigma_{tr} = \frac{2A_sR_a}{d_sa_s} \quad (2.24)$$

Cu d_s s-a notat diametrul miezului de beton situat la interiorul fretei.

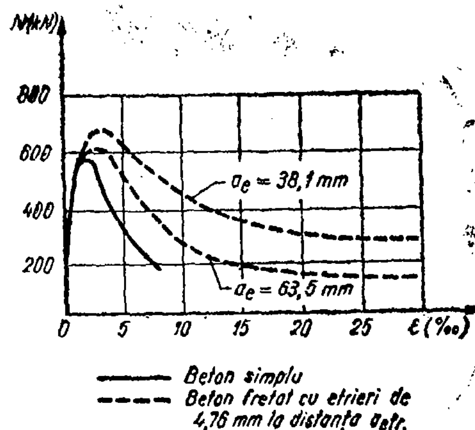


Fig. 2.10. Relaţia între forţe de compresiune centrică şi deformaţie longitudinală pentru stîlpi cu secţiune patrată cu latura de 108 mm, armaţi numai transversal [14].

Efectul fretării asupra creşterii rezistenţei la compresiune a betonului interesează în cazul stîlpilor fretaţi de formă circulară sau apropiată de aceasta, solicitaţi preponderent la compresiune. La elementele cu secţiune dreptunghiulară solicitate la încovoiere cu forţa axială de compresiune, creşterea de rezistenţă ca urmare a fretării este mai redusă, fiind de obicei neglijată.

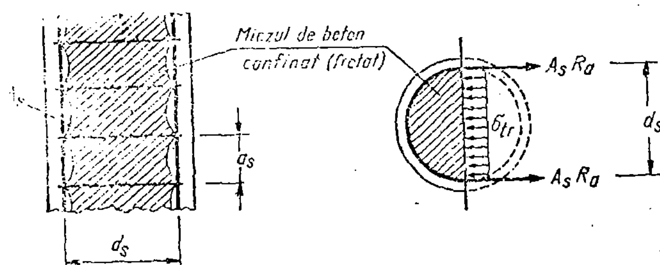


Fig. 2.11.

Efectul fretării de creştere a capacităţii de deformare a betonului comprimat interesează practic atunci cînd se urmăreşte asigurarea ductilităţii necesare elementelor de beton armat cu rol antiseismic.

O relaţie aproximativă între deformaţia specifică ultimă ε'_{bu} a betonului solicitat la compresiune triaxială şi deformaţia ε_{bu} corespunzătoare betonului comprimat monoaxial este

$$\varepsilon'_{bu} \simeq \varepsilon_{bu}\left(1 + 3\sqrt{\frac{\sigma_{tr}}{R_c}}\right)^2 \quad (2.25)$$

3. CARACTERISTICILE DE CALCUL ALE ARMĂTURII DE OŢEL

Pentru armarea elementelor de beton armat se utilizează bare laminate la cald din oţeluri OB37, PC52 şi PC60 şi sîrme trefilate (STNB).

Oţelul OB37 este un oţel moale cu conţinut redus de carbon (clasa I*) care se laminează cu secţiune circulară şi suprafaţă netedă. Livrarea se face în colaci pentru diametrele 6–12 mm, în legături de bare drepte cu lungimea de pînă la 18 m, în cazul diametrelor de 14–28 mm şi ca bare libere pentru diametre mai mari.

Prezentînd rezistenţe relativ reduse şi o slabă conlucrare cu betonul, se recomandă utilizarea lui în special ca armătură constructivă şi de montaj, iar ca armătură de rezistenţă, numai în situaţiile în care armarea se face la procentul minim prevăzut de norme şi cînd condiţiile de aderenţă sînt favorabile.

Oţelul PC 52 este un oţel cu conţinut limitat de carbon cu unele adaosuri care îi măresc rezistenţa fără a-i afecta sudabilitatea, plasîndu-l într-o poziţie intermediară între clasele II şi III, în clasificarea internaţională. Avînd rezistenţe superioare oţelului OB 37 şi o bună conlucrare cu betonul datorită profilului periodic, se utilizează în special ca armătură de rezistenţă.

Oţelul PC 60, de asemenea oţel laminat la cald cu profil periodic prin conţinutul uşor mai ridicat de carbon şi prin unele elemente de slabă aliere pentru asigurarea sudabilităţii face parte din categoria oţelurilor din clasa III, fiind similar cu oţelul beton de rezistenţă folosit în numeroase ţări. Prezintă o rezistenţă superioară celorlalte tipuri de oţel beton laminate la cald. Utilizarea lui ca armătură de rezistenţă măreşte eficienţa economică a construcţiilor de beton armat.

Livrarea celor două tipuri de oţel cu profil periodic se face în aceleaşi condiţii cu cele menţionate pentru OB 37. La toate tipurile de oţel beton laminate la cald standardizate în ţara noastră se garantează o substanţială capacitate de deformare în domeniul postelastic (ductilitate), condiţie esenţială atît pentru redistribuţia plastică a eforturilor sub încărcări gravitaţionale neseismice în structurile de beton armat (şi implicit pentru utilizarea metodelor de calcul în domeniul plastic la aceste structuri), cît mai

*) Pe plan internaţional oţelurile pentru beton armat sînt împărţite în mod obişnuit în trei clase de rezistenţă:

$$A_I\left(R_{ak} \simeq 240\ \frac{N}{mm^2}\right),\quad A_{II}\left(R_{ak} \simeq 300\ \frac{N}{mm^2}\right)\quad \text{şi}\quad A_{IV}\left(R_{ak} \simeq 400\ \frac{N}{mm^2}\right)$$

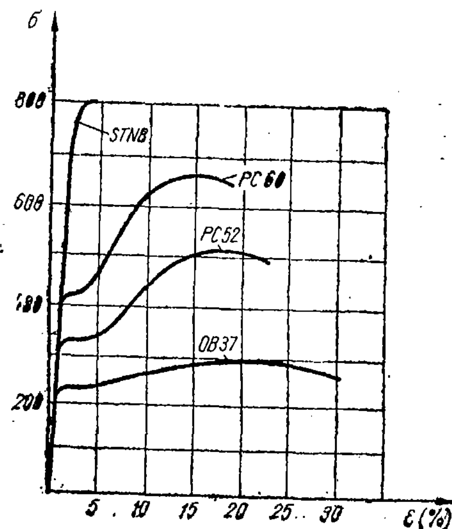


Fig. 3.1

ales pentru asigurarea unei capacităţi suficiente de absorbţie şi de disipare a energiei în structurile solicitate de cutremure de intensitate ridicată (fig. 3.1).

Sîrmele trefilate pentru beton (STNB) sînt ecruisate puternic prin trecerea repetată prin filiere. Ele au suprafaţa foarte netedă din care clauză conlucrarea cu betonul este practic neglijabilă. Aceste sîrme nu pot fi utilizate ca armături decît sub formă de plase sudate prin puncte.

Alături de STNB în standardul STAS-438 este prevăzută şi sîrma trefilată profilată pentru beton *(STPB)* cu proprietăţi de aderenţă sensibil îmbunătăţită, care după asimilarea de către industria metalurgică şi intrarea în fabricaţie va putea asigura o variantă mult îmbunătăţită a plaselor sudate, în special în cazul armării unor plăci prefabricate cu procente de armare reduse, foarte sensibile la fisurare accentuată în procesul de execuţie, decofrare şi transport. Capacitatea de deformare plastică a sîrmelor trefilate de tip STNB este mult mai redusă decît a celorlalte tipuri de oţel beton Utilizarea lor la armarea elementelor structurale proiectate pentru grad. protecţie antiseismică ⩾ 7 este permisă numai în măsura în care ele nu au ro semnificativ în dezvoltarea unor mecanisme de cedare în domeniul plastic

Principalele caracteristici mecanice — limita de curgere minimă $\sigma_{c\ min}$ reală în general pentru barele laminate la cald şi totdeauna convenţională (definită prin $\sigma_{0,2}$, efortul unitar la care alungirea remanentă atinge valoarea de 0,2%) pentru sîrmele trefilate, rezistenţa la tracţiune σ_r şi alungirea la rupere Δ_r — ale oţelurilor utilizate ca armături din ţară noastră sînt prezentate în tabelul 3.1. Alungirea remanentă la rupere se măsoară pe o lungime de 5 diametre în cazul armăturilor de OB 37, PC 52, PC 60 şi pe o lungime de 10 diametre în cazul sîrmelor trase.

Oţelurile laminate la cald (OB 37, PC 52 şi PC 60) se sudează în bune condiţii prin oricare dintre procedeele folosite în practică.

Sîrmele trefilate, care ca orice armături din oţel ecruisat, îşi pierd proprietăţile obţinute prin ecruisare prin încălzire la temperaturi peste 400°C, nu se pot suda cu procedee care afectează întreaga secţiune transversală a barei, ci numai prin puncte, în regim strict controlat.

Valorile $\sigma_{c\ min}$ din tabelul 3.1 reprezintă rezistenţele minime garantate în standardele de produs (standardele din seria STAS 438), respectiv rezistenţele caracteristice R_{ak} pentru cele 4 tipuri de oţel. Ele corespund unei probabilităţi de aproximativ 2,3%, ca efortul de curgere să se situeze sub limita indicată.

Gradul ceva mai mare de asigurare adoptat în cazul oţelului faţă de cel al betonului urmăreşte să acopere variabilitatea dimensională a diametrelor reale faţă de valorile nominale, care se pot răsfrînge negativ asupra rezistenţei efective a armăturii.

Tabelul 3.1. **Caracteristicile mecanice ale oţelurilor pentru beton armat, utilizate în (România)**

Tipul de oţel beton	Diametrul nominal (mm)	Limita de curgere $\sigma_{c\ min}$ (N/mm²)	Rezist. de rupere $\sigma_{r\ min}$ (N/mm²)	Alungirea la rupere Δ_r(%)		R_a (N/mm²)
				5 d	10 d	
OB 37	6...12 14...28	255 235	360	25 25	—	210
PC 52	6...14 16...28 32...40 40	360 340 330 320	510	20		300 290
PC 60	6...40	400**	600**	15**	—	350
STNB STPB	3...4,0 4,3...5 5,6...7,1 8	510 460 400	610 560 510	— — — —	6 7 8 8	 370 235

* Caracteristicile pot fi modificate prin înţelegere cu beneficiarul.

** În perioada elaborării prezentului îndrumător prevederile privind condiţiile tehnice pentru PC60 se aflau în revizuire.

Ca urmare, spre deosebire de cazul betonului, valorile caracteristice ale rezistenţelor oţelului se stabilesc cu relaţia:

$$R_{ak} = \bar{R}_a(1 - 2C_v) \qquad (3.1)$$

Rezistenţele de calcul se stabilesc cu relaţia:

$$R_a = \frac{R_{ak}}{\gamma_a} \qquad (3.2)$$

Coeficientul γ_a de reducere a rezistenţei caracteristice a oţelului are în medie valoarea 1,15 pentru armăturile din OB 37, PC 60, PC 52 şi 1,20 pentru STNB, în concordanţă cu omogenitatea diferită a caracteristicilor mecanice ale oţelurilor din cele două categorii.

Valorile rezistenţelor de calcul sînt înscrise în ultima coloană a tabelului 3.1. Aceste valori corespund unei viteze de încărcare de ordinul a 2—3 N/mm² pe secundă, adică regimului static de încărcare.

Dacă încărcarea se aplică cu viteză mare, aşa cum se întîmplă în cazul încărcărilor dinamice, inclusiv în cazul acţiunii seismice, rezistenţa la tracţiune este mai mare decît cea obţinută la încărcarea statică. Pentru durate de încărcare de ordinul a 0,1 s, situate la nivelul celor mai înalte viteze de deformare înregistrate la cutremurele puternice, limita de curgere a oţelului nu creşte cu mai mult de 10—12%. Acest spor de rezistenţă poate fi considerat nesemnificativ, mai ales dacă se are în vedere eventualul efect negativ al repetării (uneori cu alternarea semnului solicitării), specifice acţiunii seismice şi în consecinţă este ignorat în calcule conform prevederilor celor mai multe prescripţii, inclusiv ale celor din România.

În ceea ce privește rezistența de calcul la oboseală a armăturilor R_a^0, în normativul STAS 10107/0-90 se păstrează structura expresiei din STAS 10107/0-76;

$$R_a^0 = m_a^0 m_a^s R_a \quad (3.3)$$

în care: m_a^0 este coeficient de reducere ca urmare a solicitărilor repetate; m_a^s — coeficient prin care se ia în considerare efectul sudurii.

Pentru coeficientul m_a^0, s-au menținut valorile din precedenta redactare a prescripției, diferențiate în funcție de calitatea oțelului și de valoarea coeficientului de asimetrie $\rho_a = \frac{\sigma_{a,\,min}}{\sigma_{a,\,max}}$ al efortului unitar, exprimînd variația între valorile minimă $\sigma_{a,min}$ și maximă $\sigma_{a,max}$ ale efortului unitar în armătură sub acțiunea solicitărilor variabile susceptibile de a produce oboseala.

În cazul coeficientului m_a^s s-a procedat la o diferențiere mai mare a valorilor, decît în STAS 10107/0-76, în funcție de marca oțelului, procedeul de sudare și coeficientul de asimetrie.

Avînd în vedere comportarea extrem de nefavorabilă a înnădirilor prin sudură la oboseală în regim alternant de încărcare, STAS 10 107/0-90 impune realizarea din bare fără înnădiri a armăturilor în elementele de beton armat astfel solicitate.

Solicitările repetate de un număr mic de ori, cum sînt cele care intervin pe durata seismelor, nu produc fenomenul de oboseală; ele pot însă conduce la o anumită scădere a rezistențelor armăturii care justifică după cum s-a arătat luarea în considerare a sporului de rezistență rezultat din acțiunea dinamică a solicitărilor.

În condițiile țării noastre prezintă o importanță particulară, acele caracteristici ale oțelurilor, de care depinde o comportare favorabilă a structurilor de beton armat la acțiunea cutremurelor de mare intensitate. Astfel:

a. Se poate aprecia că, de regulă, incursiunile în domeniul postelastic înregistrate de armăturile elementelor solicitate la acțiuni seismice intense însumate pe toată viața unei construcții, nu ajung să consume în totalitate pentru oțelurile laminate la cald utilizate, la noi în țară, alungirea capabilă a acestora.

Studii teoretice și experimentale [70] au evidențiat faptul că în cazul elementelor de beton armat solicitate la incovoiere, pentru care cerințele de ductilitate în raport cu cele ale altor elemente sînt mai mari, la incursiuni substanțiale în domeniul postelastic de deformare, corespunzătoare unor indici de ductilitate ai deplasărilor de pînă la 5, alungirea specifică a armăturilor întinse nu a depășit 4%. Această valoare se situează sub valorile deformațiilor specifice ultime ale oțelurilor laminate utilizate la noi în țară (așa cum se poate deduce din cercetarea alungirilor la rupere indicate în tabelul 3.1*.)

b. Capacitatea elementelor de beton armat de rotire în domeniul postelastic este influențată direct de dimensiunile zonei în care se dezvoltă deformații plastice, respectiv pe lungimea l_p a „articulației plastice" convenționale (fig. 3.2). Aceasta la rîndul ei depinde în mare măsură de raportul între valorile eforturilor unitare de rupere σ_r și de curgere σ_c ale oțelului armăturii întinse, respectiv de amploarea fenomenului de consolidare a oțelului.

* Valorile Δ_r(%) din tabelul 3.1, includ în lungimea de măsurare de 5 d și mărimea deformațiilor locale în zone stricțiunii, care ar trebui eliminată pentru comparația cu cerințele de alungire menționate care, desigur nu le au în vedere.

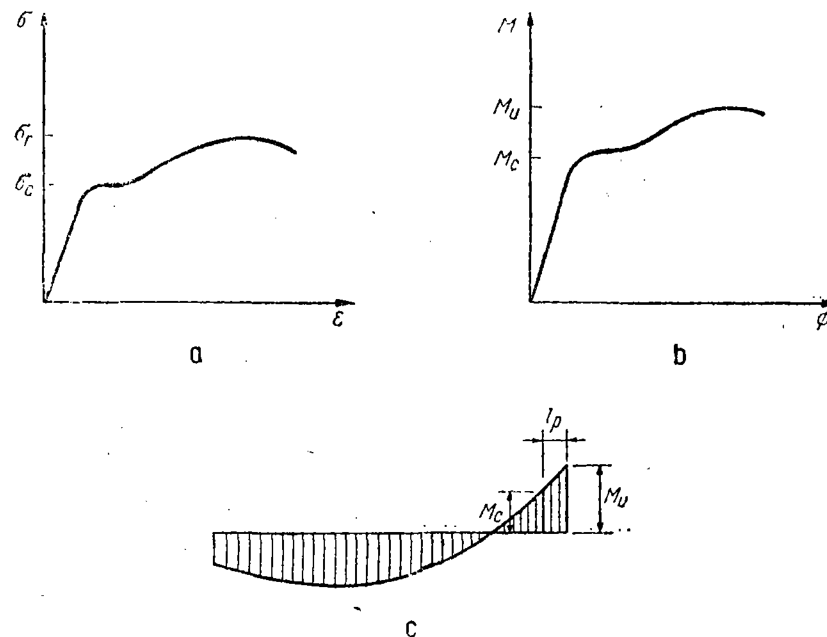


Fig. 3.2

Din acest motiv, unele prescripții de proiectare între care [104; 114] prevăd pentru armăturile de oțel din structurile proiectate antiseismic, condiția ca raportul σ_r/σ_c să fie cel puțin 1,25.

Deși asemenea condiție nu este prevăzută explicit de normele românești, din cercetarea valorilor din tabelul 3.1 se constată că ea este îndeplinită de toate oțelurile laminate la cald utilizate la noi în țară.

c. Unele prescripții de proiectare antiseismică, prevăd condiții de limitare a diferenței între valorile efective și cele caracteristice (normate) ale eforturilor unitare de curgere, cu alte cuvinte de limitare a sporului rezistenței oțelului față de valorile minime garantate de producător (implicit, aceasta poate rezulta și din limitarea coeficientului de variație c_v). Astfel, de exemplu, codul model CEB—FIP și ACI 318-83 fixează această diferență la 130—150 MPa.

Considerentele acestei prevederi sînt următoarele:

— o valoare prea mare a limitei efective de curgere a armăturii în raport cu valoarea de calcul sporește pericolul unor ruperi casante în betonul comprimat, înainte de intrarea în curgere a armăturii;

— de asemenea, o diferență prea mare între valorile efective și cele de calcul ale efortului unitar de curgere, poate schimba natura cedării dintr-o rupere de încovoiere, într-o rupere influențată în mai mare măsură de acțiunea forței tăietoare, ca urmare a creșterii valorii forței tăietoare asociată momentului capabil efectiv, superior celui de calcul;

— această situație poate duce, prin creșterea momentelor capabile în grinzile adiacente unui stîlp, în cazul în care capacitatea portantă a aces-

tuia este întîmplător scăzută, la inițierea unui mecanism de cedare defavorabil, care nu realizează condiția de siguranță „grindă slabă — stîlp tare" (vezi cap. 6).

Prescripțiile românești nu prevăd explicit o asemenea condiție. Este de observat totuși că raportul mediu de 1,35 între valorile medii ale limitei de curgere și rezistența de calcul R implică o asemenea limitare pentru toată gama de oțeluri laminate la cald produse în țara noastră.

d. În principiu oțelurile românești laminate la cald, folosite prioritar în elemente cu rol de rezistență la acțiuni seismice intense (PC 60, PC 52 OB 37) se consideră că prezintăcurbe caracteristce cu paliere de curgere. Dacă adeseori situația se prezintă astfel (mărimea palierului depășind deformații de 1—1,5%, uneori, în special la oțelurile PC, (cele mai folosite în armături de rezistență) se constată absența palierului care de fapt nu este impus nici de standardele românești, nici de cele străine. În aceste condiții, trebuie să se aibă în vedere o depășire a eforturilor unitare în domeniul postelastic, cu consecințe similare celor menționate anterior în ceea ce privește accentuarea pericolului ruperii casante prin forțe tăietoare sau prin tendința de cedare a stîlpilor înaintea grinzilor adiacente nodurilor grinzi-stîlpi etc.

Unele prescripții străine, dar și norme de proiectare românești, cum sînt instrucțiunile tehnice pentru proiectarea clădirilor cu pereți structurali de beton (P85-90) iau în considerare această posibilitate la stabilirea forțelor tăietoare de calcul.

e. Pentru stabilirea răspunsului seismic al structurilor de beton armat prezintă interes cunoașterea comportării armăturilor de oțel la deformații repetate în domeniul postelastic, în regim alternant de solicitare. (fig. 3.3).

Este de reținut, mai cu seamă așa numitul *efect Bauschinger* de reducere aparentă a modulului tangent de elasticitate, altfel exprimat, de neliniarizare a relației σ-ε la valori sensibil mai mici decît limita inițială de curgere. înregistrată la prima incursiune în domeniul plastic. Una din consecințele acestei particularități de comportare a armăturilor de oțel este, de exemplu, reducerea lungimii de flambaj a armăturilor în raport cu cea corespunzătoare comportării în domeniul elastic. Prescripțiile de proiectare, inclusiv STAS 10 107/0-90, țin seama de aceasta prin prevederea unor distanțe mai reduse între etrierii și agrafele de prindere a armăturilor longitudinale în zonele plastice potențiale.

Pentru situațiile curente STAS 10107/0-g0 permite utilizarea diagramelor caracteristice convenționale biliniare din fig. 3.4, *a*. pentru armăturile laminate la cald și din fig. 3.4*b* pentru sîrmele trase.

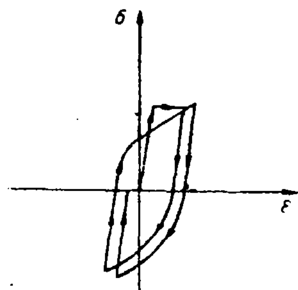


Fig. 3.3

În situațiile în care se apreciază că deformațiile elementelor de beton armat implică incursiuni în domeniul de consolidare și acestea au un caracter defavorabil pentru dimensionare se va considera diagrama caracteristică cu pantă ascendentă după depășirea limitei de curgere (desenată cu linie întreruptă în fig. 3.4).

Pentru întocmirea unor analize mai riguroase ale comportării elementelor de beton armat în domeniul postelastic, de exemplu la stabilirea răspunsului seismic al structurilor prin metode de analiză dinamică neliniară, se pot utiliza funcții analitice pentru descrierea mai fidelă a

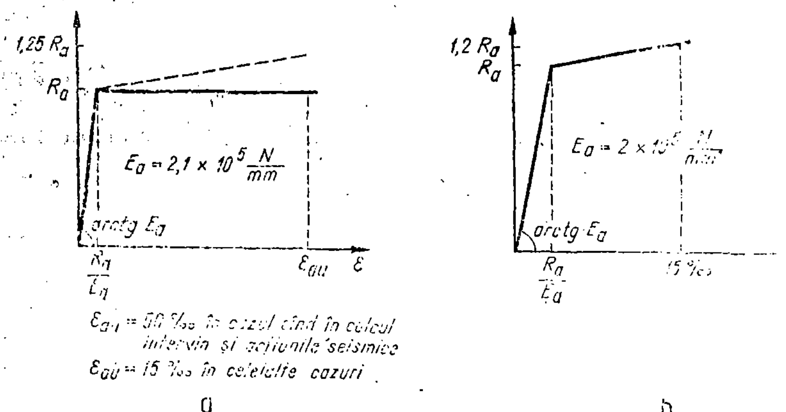


Fig. 3.4

diagramei σ-ε a oțelului, inclusiv pentru reprezentarea comportării histeretice în regim de solicitare alternant folosind tehnica funcțiilor exponențiale *Ramberg-Osgood* [53; 70].

f. Conlucrarea oțelului cu betonul, ancorarea sa în beton are o importanță decisivă în asigurarea unei comportări favorabile a elementelor de beton armat în condiții de solicitare intensă în regim alternant, de natura solicitărilor produse de cutremurele puternice.

Unele prescripții străine [111], [114] prevăd ca orice armătură (inclusiv cea de tip AI, corespunzătoare oțelului OB 37 să fie dotată cu profil periodic.

Este de subliniat utilitatea fabricării și în țara noastră, cît mai curînd posibil a oțelurilor cu profil periodic cu rezistențe mai reduse (de ordinul rezistenței actualului oțel OB 37). Prin folosirea unui asemenea oțel se vor putea obține soluții mai economice, în situațiile în care armătura este dictată de minimul constructiv sau în situațiile cînd armătura nu este dimensionată de condițiile de rezistență, ci de cele de limitare a deschiderii fisurilor, ca în cazul, de exemplu, al pereților recipienților de lichide și de silozuri.

4. CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON SIMPLU

4.1. CONSIDERAŢII INTRODUCTIVE

Betonul nearmat are un domeniu relativ restrîns de utilizare ca material de rezistenţă pentru structuri. Betonul simplu este folosit de regulă în elemente masive (ziduri de sprijin de greutate, blocurile de beton simplu sub cuzineţii fundaţiilor de suprafaţă, baraje de greutate, pile de poduri masive etc.) solicitate preponderent la compresiune excentrică, la care forţa acţionează în interiorul secţiunii.

Utilizarea elementelor de beton simplu încovoiate sau comprimate excentric la care forţa de compresiune acţionează în afara secţiunii nu este admisă decît dacă aceste elemente se sprijină pe pămînt sau pe alt reazem continuu şi fisurarea lor întîmplătoare nu pune în pericol securitatea persoanelor sau a valorilor materiale.

Comportarea sub încărcări şi modul de cedare ale elementelor de beton simplu sînt influenţate decisiv de raportul dintre valorile momentului încovoietor M şi a forţei de compresiune N, respectiv de excentricitatea $e_0 = M/N$ a forţei longitudinale.

Domeniile de solicitare în care se inregistrează comportări distincte se pot urmări sintetic pe diagrama limită de interacţiune a secţiunii de beton simplu. Această diagramă (fig. 4.1) are o configuraţie asemănătoare cu diagrama de interacţiune din cazul secţiunilor de beton armat (subcapitolul 5.2), avînd însă semnificaţie, evident, numai pentru solicitarea de compresiune.

Se pot identifica două moduri distinct de cedare, care similar semnificaţiei celor două moduri distincte de rupere ale secţiunii de beton armat, pot fi numite cazul I de rupere şi cazul II de rupere la compresiune excentrică. Este de observat că denumirea celor două cazuri de solicitare din STAS 10107/0-76 pentru calculul elementelor de beton şi beton armat, *compresiune excentrică cu excentricitate mare* şi respectiv *mică*, părăsită în mod justificat, ca improprie pentru elementele de beton armat în standardul 10107/0-90, este însă potrivită pentru elementele de beton simplu şi în consecinţă poate fi menţinută.

Caracteristic pentru cazul I de compresiune excentrică, este faptul că forţa de compresiune are punctul de aplicaţie în afara secţiunii, sau în interiorul secţiunii, în imediata apropiere a marginii acesteia iar elementele de beton simplu se rup odată cu atingerea deformaţiei la întindere a betonului, adică odată cu fisurarea zonei întinse.

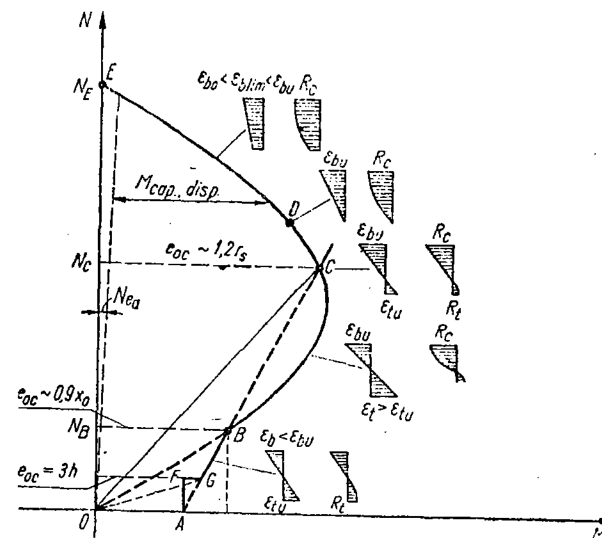


Fig. 4.1

În cazul II de compresiune excentrică punctul de aplicaţie a forţei longitudinale se află mai la interiorul secţiunii, iar ruperea intervine ca urmare a atingerii deformaţiei ultime la compresiune.

Dacă forţa de compresiune acţionează în interiorul sîmburelui central atunci în secţiunile normale la axa elementului apar numai compresiuni şi comportarea este foarte asemănătoare cu cea de la compresiune centrică. Valoarea deformaţiei limită la compresiune creşte pe măsură ce cresc excentricitatea forţei şi gradientul deformaţiilor specifice pe secţiune, aşa cum s-a arătat în capitolul 2. În calcule această deformaţie se consideră 2‰ în cazul compresiunii centrice şi 3,5‰ în cazul în care forţa are o excentricitate cel puţin egală cu distanţa r_s de la centrul de greutate al secţiunii la marginea sîmburelui central, de aceeaşi parte cu forţa.

Dacă punctul de aplicare al forţei de compresiune depăşeşte limita sîmburelui central, pe secţiunea transversală apar eforturi de întindere şi fisuri. Practic vorbind apariţia fisurilor înainte de cedarea elementului începe de la excentricităţi ale forţei exterioare de cca. $1,2\, r_s$. Atîta vreme însă, cît excentricitatea forţei nu depăşeşte o anumită valoare (practic, punctul de aplicare al forţei nu depăşeşte marginea secţiunii, capacitatea de rezistenţă nu se epuizează prin întindere, existînd posibilitatea echilibrării unei anumite valori de forţă prin eforturile unitare din zona comprimată de beton.

Punctul de pe curba limită de interacţiune aflat la graniţa dintre cele două domenii distincte de solicitare, poate fi numit *punct de balans (echilibru)*, avînd proprietăţi similare cu cele ale punctului de balans din cazul diagramei de interacţiune a secţiunilor de beton armat (subcapitolul 5.2).

Întrucît la elementele de beton simplu încovoiate sau solicitate la compresiune excentrică în condiţiile cazului I de compresiune excentrică eforturile secţionale care provoacă apariţia fisurilor produc şi ruperea elementelor, starea limită de apariţie a fisurilor la aceste elemente nu este considerată o stare limită a exploatării normale, ci o stare limită ultimă.

La elementele comprimate excentric în condiţiile cazului II de compresiune excentrică, la care forţa longitudinală acţionează în cadrul secţiunii eventuala apariţie a fisurilor în zonele în care se dezvoltă eforturi de întindere nu afectează rezistenţa elementului şi în consecinţă se verifică numai capacitatea portantă a secţiunii asigurată de zona comprimată de beton.

În absenţa armăturilor în cazul normal al absenţei unor acţiuni corozive asupra betonului nu se pune problema limitării deschiderii fisurilor. De asemenea, în cazurile curente nu se pune condiţia de limitare a deformaţiilor şi ca urmare în prescripţiile de proiectare, inclusiv în standardul 10107/0-90 nu se prevăd verificări ale elementelor de beton simplu la starea limită de deformaţie.

Standardul 10107/0-90 stabileşte modul de calcul pentru elementele de beton simplu care pot fi asimilate cu bare sau elemente plane de suprafaţă. Nu se dau indicaţii concrete privind calculul elementelor masive, menţionîndu-se că verificarea rezistenţei elementelor de beton în aceste cazuri se face pe baza unor studii speciale.

În principiu analiza elementelor masive poate fi abordată prin metode numerice, utilizînd programe de calcul automat bazate pe metoda elementului finit, care modelează comportarea betonului.

În absenţa unor asemenea programe pentru proiectarea curentă o serie de elemente, cum sînt de exemplu tălpile de fundaţii, cu proporţii de elemente masive, sînt tratate în calcule ca plăci cu anumite corecţii care urmăresc să introducă într-o manieră simplificată efectul caracterului tridimensional. Este de apreciat că prin extinderea utilizării procedeelor de calcul perfecţionate în proiectarea acestor elemente se pot realiza importante economii de material şi, din acest motiv, folosirea acestor procedee este totdeauna recomandabilă.

4.2. CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON SIMPLU LA STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ

4.2.1. Ipoteze de bază şi descrierea algoritmului de rezolvare

Elementele de beton nearmat se execută în mod curent din betoane de clase inferioare (nedepăşind obişnuit Bc. 10) la care deformaţiile neelastice încep să se manifeste de la trepte foarte reduse ale încărcării.

În deformaţia neelastică a betonului sînt incluse toate deformaţiile care nu sînt proporţionale (liniar elastice) cu încărcarea, inclusiv efectele microfisurării.

În aceste condiţii calculul secţiunilor de beton simplu necesită o tratare neliniară. În principiu analiza stării de eforturi într-o secţiune normală la axa elementului implică considerarea simultană a trei tipuri de condiţii (fig. 4.2).

— condiţii de echivalenţă statică (fig. 4.2, *a*);

— condiţii de compatibilitate a deformaţiilor (ipoteza secţiunilor plane, fig. 4.2, *b*);

— relaţiile între eforturile unitare şi deformaţiile specifice pentru betonul comprimat şi betonul intins (fig. 4.2, *c*).

Rezolvarea problemelor implică un calcul iterativ constînd la fiecare ciclu din operaţiile:

— se apreciază într-o primă aproximaţie poziţia axei neutre;

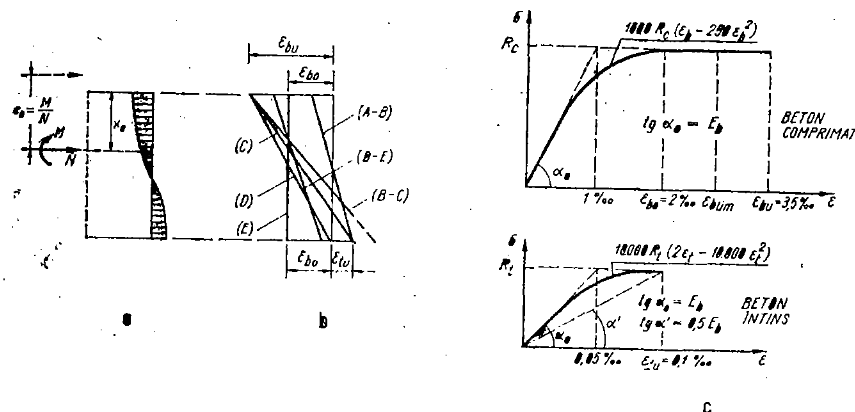


Fig. 4.2

— alegînd criteriul de rupere (prin compresiunea sau întinderea betonului), respectiv fixînd deformaţia specifică la una din fibrele externe ale secţiunii (ε_{bu}, la fibra cea mai comprimată, sau ε_{tu}, la fibra cea mai întinsă), se stabileşte pe baza ipotezei secţiunilor plane distribuţia deformaţiilor specifice pe secţiune;

— plecînd de la distribuţia deformaţiilor specifice se stabileşte distribuţia eforturilor unitare pe secţiune, pe baza diagramelor caracteristice de calcul ale betonului comprimat şi întins.

— se verifică echilibrul forţelor pe secţiune prin scrierea ecuaţiei de proiecţie; dacă diferenţa între efortul axial aplicat şi rezultanta eforturilor unitare este mai mare decît valoarea corespunzătoare preciziei fixate, se modifică poziţia axei neutre în sensul necesar pentru verificarea condiţiei de echilibru şi se reia ciclul;

— după determinarea poziţiei axei neutre în limitele de aproximaţie admise, se stabileşte momentul capabil al secţiunii printr-o ecuaţie de moment scrisă faţă de unul din punctele secţiunii.

Funcţiile parabolice care descriu relaţia efort unitar-deformaţie specifică în diagramele caracteristice de calcul (fig. 4.2, *c*) ale betonului comprimat şi întins nu permit stabilirea unei soluţii analitice, în condiţiile proiectării curente, decît pentru secţiuni de forme foarte simple, cum sînt secţiunile dreptunghiulare. În cazul unor forme mai complicate de secţiuni rezolvarea practică implică tronsonarea secţiunii într-un număr de fîşii, de obicei de formă dreptunghiulară şi discretizarea funcţiilor continue prin considerarea valorilor din dreptul centrelor de greutate ale fîşiilor. Acest procedeu, specific calculului numeric, este abordabil practic, numai prin utilizarea programelor de calcul automat.

Avînd în vedere că nu se poate conta pe o concordanţă perfectă între comportarea betonului la rupere şi modelul de calcul, nu este necesar să se recurgă la calcule prea complicate, pentru cazurile curente fiind suficiente şi procedee simplificate, mai operative.

Din acest motiv în STAS 10107/0-90 se adoptă scheme simplificate de calcul pentru stabilirea relaţiilor de calcul al secţiunilor elementelor de beton simplu, care sînt prezentate în cele ce urmează.

4.2.2. Calculul la încovoiere

Este de subliniat încă o dată că realizarea unor elemente de structură din beton nearmat a căror rezistenţă să fie dependentă de rezistenţa la întindere a betonului (elemente încovoiate sau comprimate cu excentricitate mare) nu poate fi principial admisă, decît în puţinele situaţii precizate la paragraful 4.1, avînd în vedere faptul că în asemenea elemente fisurile întîmplătoare din cauze diferite, cum este de exemplu contracţia betonului, au o mare probabilitate de apariţie.

Din acest motiv evaluarea capacităţii portante la încovoiere a elementelor de beton simplu poate fi privită avînd mai mult un caracter teoretic. Există şi situaţii însă în care stabilirea momentului de fisurare prezintă o importanţă practică deosebită. Exemplul caracteristic îl prezintă cazul unor elemente din structuri antiseismice, avînd secţiuni cu zone întinse dezvoltate la care momentul de fisurare este superior momentului ultim, ceea ce poate impune ca verificarea armării transversale să se facă la valoarea forţei tăietoare asociate momentului de apariţie a fisurilor.

Conform STAS 10107/0-90, schema de calcul al secţiunilor elementelor încovoiate din beton simplu are la bază următoarele ipoteze (fig. 4.3):

— secţiunile plane înainte de deformare rămîn plane şi după deformare;

— diagrama eforturilor unitare în betonul comprimat este de formă triunghiulară (se consideră că în cazul în care ruperea secţiunii intervine ca urmare a fisurării betonului întins, eforturile unitare din beton sînt suficient de reduse pentru a accepta o lege σ-ε liniară — vezi şi punctul 5.4);

— diagrama eforturilor unitare în betonul întins este curbilinie, reflectînd plasticizarea parţială a acestei zone; în cazurile curente se permite să se adopte o diagramă dreptunghiulară (corespunzătoare unei plasticizări totale) şi coeficienţi de corecţie.

Pentru o secţiune ca cea din fig. 4.3 ecuaţia de proiecţie are forma:

$$\int_0^x \sigma \, dA - A_{bt}R_t = 0 \qquad (4.1)$$

în care cu A_{bt} s-a notat aria zonei întinse de beton.

Plecînd de la condiţia de distribuţie a deformaţiilor specifice pe secţiune conform ipotezei secţiunilor plane şi considerînd că modulul de deformaţie (secant) corespunzător fibrei extreme întinse este în momentul ruperii $E_b' = 0{,}5\,E_b$ (fig. 4.2, c) se obţine o relaţie între valoarea efortului unitar σ situat la distanţă y de axa neutră şi R_t:

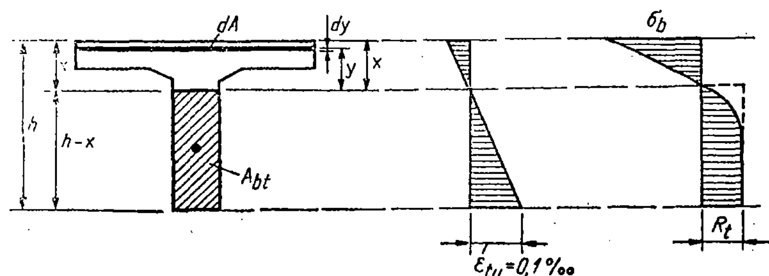


Fig. 4.3

$$\sigma = \frac{2R_t}{h - x}\, y \qquad (4.2)$$

Introducînd expresia (4.2) în ecuaţia (4.1) se obţine:

$$\frac{2R_t}{h - x}\int_0^x y \, dA - A_{bt}R_t = 0 \qquad (4.3)$$

Notînd cu $S_c = \int_0^x y \, dA$ momentul static al zonei comprimate în raport cu axa neutră şi evidenţiind pe x se ajunge la expresia

$$x = h - \frac{2S_c}{A_{bt}} \qquad (4.4)$$

dată în standard pentru determinarea înălţimii zonei comprimate.

Echilibrul momentelor pe secţiune furnizează valoarea momentului de fisurare, respectiv al momentului de rupere al secţiunii de beton simplu:

$$M_{cap} = \int_0^x \sigma y \, dA + A_{bt}R_t \frac{h - x}{2} = \frac{2R_t}{h - x}\int_0^x y^2 \, dA + A_{bt}R_t \frac{h - x}{2} \qquad (4.5)$$

Notînd $I_c = \int_0^x y^2 \, dA$ — momentul de inerţie al zonei comprimate faţă de axa neutră,

$S_t = A_{bt}\dfrac{h - x}{2}$ momentul static al zonei întinse faţă de axa neutră,

relaţia (4.5) devine:

$$M_{cap} = R_t\left(\frac{2I_c}{h - x} + S_t\right) \qquad (4.6)$$

Expresia din paranteze are semnificaţia unui modul de rezistenţă la fisurare, calculat cu considerarea plasticizării integrale a zonei întinse:

$$W_f = \frac{2I_c}{h - x} + S_t \qquad (4.7)$$

Valoarea momentului de rupere dată de (4.6) trebuie corectată pentru a lua în considerare faptul că plasticizarea zonei întinse nu este totală:

$$M_{cap} = c_{pl}W_fR_t \qquad (4.8)$$

Coeficienţii de corecţie c_{pl} au fost stabiliţi pe bază unor studii efectuate la Institutul Politehnic Timişoara, în corelare cu rezultatele cuprinse în cercetări experimentale publicate în străinătate [34]. Parametrii de care depinde gradul de plasticizare a zonei întinse sînt clasa betonului (cu cît clasa este mai mare, cu atît comportarea betonului este mai puţin plastică),

factorul de scară (cu cît înălţimea absolută a secţiunii este mai mare, cu atît plastificarea zonei întinse este mai redusă), schema de încărcare şi forma secţiunii.

Ţinînd seama de importanţa redusă a elementelor încovoiate de beton simplu în construcţiile civile şi industriale, în STAS 10 107/-76 s-a adoptat o soluţie simplificată, menţinută în actuala redactare a standardului, reţinînd ca parametru numai înălţimea secţiunii.

Pentru o mai uşoară aplicare practică, în standard valorile c_{pl} s-au întabulat în funcţie de h.

Pentru betonul cu agregate uşoare, cu o plasticizare relativ mai redusă decît a betonului greu, se introduce un coeficient suplimentar al condiţiilor de lucru egal cu 0,90.

4.2.3. Calculul la comprsiune excentrică

Calculul elementelor comprimate excentric, respectiv al elementelor solicitate de o forţă de compresiune N şi un moment încovoietor M se face considerînd o excentricitate de calcul e_{oc} determinată cu relaţia:

$$e_{oc} = e_o + e_a \tag{4.9}$$

în care e_a este excentricitatea adiţională egală cu $\frac{h}{30}$, dar nu mai puţin de 20 mm.

Nu se recomandă utilizarea betonului simplu la realizarea elementelor zvelte (cu raportul între lungimea de flambaj şi înălţimea secţiunii $l_f/h > 4$) la care devin semnificative efectele de ordinul II.

În situaţiile speciale cînd se realizează totuşi asemenea elemente din beton simplu, efectul flexibilităţii la elementele comprimate excentric (sporul de momente datorat efortului axial pe structura deformată) se ia în considerare prin coeficientul η, care amplifică în calcule valoarea excentricităţii e_{oc}. Valoarea aproximativă a coeficientului η se stabileşte cu relaţia:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \tag{4.10}$$

în care N_{cr} este forţa critică de flambaj.

Modalităţile de stabilire a coeficientului η se prezintă în cap. 5.2.

Să ne referim din nou la diagrama de interacţiune limită $N-M$ din fig. 4.1, pentru a preciza relaţiile de calcul pentru cele două domenii distincte de comportare la compresiune excentrică.

a. Domeniul compresiunii excentrice cu *excentricitate mică* (fig. 4.4, *a*).

În acest caz schema de calcul constă în a stabili o arie convenţională de beton comprimat A_{bc} al cărei centru de greutate corespunde cu punctul de aplicaţie a forţei, suprafaţă pe care sînt distribuite uniform eforturile unitare cu valoarea R_c. Verificarea se exprimă prin condiţia:

$$N \leqslant N_{cap} = A_{bc} R_c \tag{4.11}$$

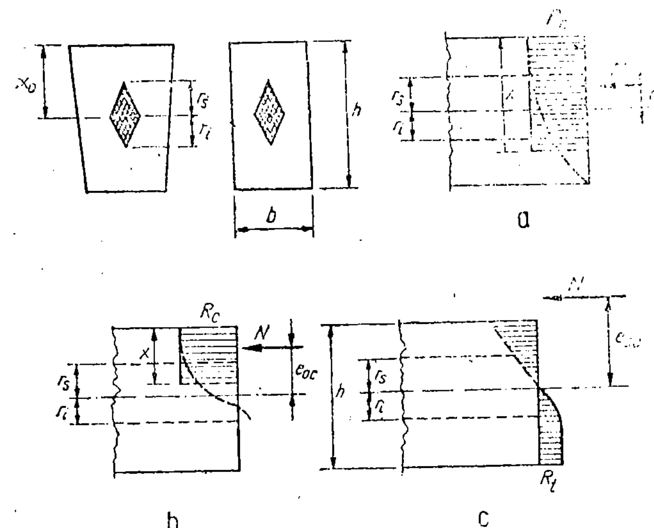


Fig. 4.4

În cazul secţiunilor dreptunghiulare, înălţimea x a zonei comprimate în momentul cedării este:

$$x = \frac{N}{bR_c} \tag{4.12}$$

iar momentul capabil al secţiunii este:

$$M_{cap} = bxR_c\left(h - \frac{x}{2}\right) = 0{,}5\,N\left(2h - \frac{N}{bR_c}\right) \tag{4.13}$$

evidenţiind funcţia parabolică a relaţiei M—N.

b. Domeniul compresiunii excentrice cu *excentricitate mare* (fig. 4.4, *c*).

Pentru excentricităţi foarte mari (la $e_{oc} \geqslant 3h$) se consideră că ruperea se produce practic la încovoiere fără efort axial, astfel că verificarea secţiunii se face pe baza relaţiei (4.8).

Pentru excentricităţi mai reduse ($e_{oc} < 3h$) se consideră că efortul favorabil al forţei longitudinale de compresiune este cert. Condiţia de verificare exprimă faptul că sub momentul încovoietor produs de forţa excentrică, efortul unitar în fibra exterioară întinsă pe secţiunea cu zona întinsă parţial plastificată nu depăşeşte R_t:

$$M = Ne_{oc} \leqslant Nr_s + c_{pl}W_fR_t \tag{4.14}$$

În secţiunile care sînt rosturi de turnare $R_t = 0$ şi momentul capabil se stabileşte cu relaţia (4.13) corespunzătoare solicitării de compresiune excentrică cu excentricitate mică.

Explicitînd expresia momentului capabil de fisurare definit de relaţia (4.14) pentru cazul secţiunilor dreptunghiulare se obţine:

$$M_{cap} = Nr_t + c_{pl}W_fR_t = N\frac{h}{6} + c_{pl}\frac{bh^2}{3,5}R_t \quad (4.15)$$

care exprimă relaţia liniară între N şi M la ruperea elementelor comprimate cu excentricitate mare.

Intersecţia curbelor care reprezintă momentele capabile corespunzătoare celor două domenii de comportare distincte la compresiune excentrică furnizează coordonatele punctului de balans, definit la pct. 4.1.

Pentru cazul secţiunii dreptunghiulare aceasta revine la a intersecta parabola (4.13) cu dreapta (4.15) obţinînd

$$N_{B,C} = 0,333\, bhR_c\left[1 \pm \sqrt{1 - 5,25\, c_{pl}\frac{R_t}{R_c}}\right] \quad (4.16)$$

respectiv

$$M_{B,C} = 0,5\, N_{B,C}\left(2h - \frac{N_{B,C}}{bR_c}\right) \quad (4.17)$$

Dintre cele două puncte de intersecţie punctul $B(N_B < N_C)$ este evident punctul de balans.

Punctul C corespunde aproximativ nivelului de solicitare axială, sub care $(N < N_C)$ în secţiuni apar fisuri în zona întinsă (fig. 4.4, *b*).

Domeniul definit de $N_C \geq N \geq N_B$ este denumit uneori în lucrările de specialitate domeniul compresiunii excentrice cu *excentricitate medie* a elementelor de beton simplu.

În cazurile speciale, cînd în domeniul excentricităţii medii elementele se găsesc sub acţiuni corozive intense în mediu lichid (al cărui efect negativ se amplifică prin pătrunderea agenţilor corozivi în fisură) pentru evitarea fisurilor, standardul 10 107/0—90 limitează în mod acoperitor momentul capabil la valoarea momentului de fisurare dată de 4.15.

Pentru o categorie largă de forme de secţiune, excentricităţile e_{0c} ale forţei longitudinale de compresiune corespunzătoarepunctelor B şi C au aproximativ valorile:

$$\frac{M_B}{N_B} \simeq 0,9\, x_0 \quad (4.18)$$

şi

$$\frac{M_C}{N_C} \simeq 1,2\, r_t \quad (4.19)$$

cu x_0, notîndu-se distanţa de la centrul de greutate la fibra cea mai comprimată a secţiunii.

Pe aceasta bază STAS 10 107/0-90 defineşte domeniul compresiunii excentrice cu excentricitate medie prin intervalul de excentricităţi $1,2r_t \leq e_{0c} \leq 0,9\, x_0$.

5. CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON ARMAT. PRINCIPII DE ARMARE

5.1. CONSIDERAŢII INTRODUCTIVE

Aplicarea metodei stărilor limită la proiectarea sau la verificarea elementelor de beton armat implică executarea operaţiilor indicate în schema din fig. 5.1. În capitolul de faţă se fac comentarii privind bazele relaţiilor de calcul şi ale regulilor de alcătuire constructivă care sînt prevăzute în STAS 10 107/0-90 în legătură cu proiectarea sau verificarea elementelor de beton armat. Atunci cînd elementele de beton armat reprezintă sau fac parte dintr-un subansamblu structural expus deformaţiilor plastice la acţiuni seismice intense, la proiectarea sau verificarea lor se au în vedere şi prevederi speciale care vor fi comentate în capitolul 6.

Principiile aplicării metodei stărilor limită au fost prezentate şi comentate în capitolul 1. În subcapitolul de faţă se dau numai unele precizări suplimentare privind verificările implicate de operaţiile din fig. 5.1.

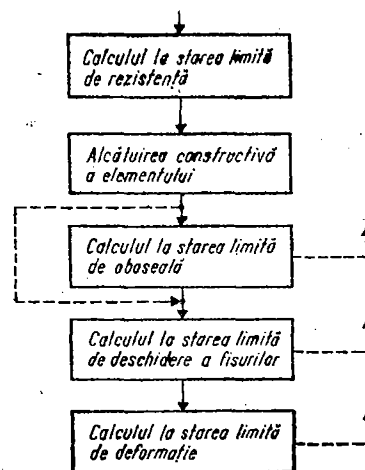


Fig. 5.1.

1. Calculul la *starea limită de rezistenţă* aşa cum este prevăzut în STAS 10 107/0-90 se bazează pe condiţia (1.1).

$$S_{max} \leq S_{cap}$$

unde S_{max} reprezintă efortul maxim (solicitarea maximă) în secţiunea în care se poate produce cedarea elementului, iar S_{cap} reprezintă efortul capabil (solicitarea capabilă) în acea secţiune. S_{max} se obţine în urma calculului static al structurii considerînd încărcările cu valorile de calcul în poziţiile cele mai dezavantajoase pe structură. S_{cap} se obţine considerînd distribuţia eforturilor unitare pe secţiune în stadiul ei de cedare şi *valorile de calcul* ale rezistenţelor betonului şi armăturii. Obiectul prevederilor

privind calculul la starea limită de rezistență îl constituie tocmai precizarea ipotezelor și relațiilor de calcul care permit determinarea valorii S_{cap}. Aceste prevederi sînt de regulă valabile pentru elemente structurale liniare (de tip bară). STAS 10 107/0-90 admite folosirea lor și în cazul plăcilor plane cu încărcări normale pe planul median precum și în cel al elementelor bidirecționale plane încovoiate în planul lor (cum sînt, de exemplu, pereții structurali și grinzile pereți). De asemenea, aceste relații se pot utiliza și la elementele masive cu stare de solicitare plană.

În cazul elementelor de suprafață și tridimensionale supuse la solicitări complexe (plăci curbe subțiri, ansambluri de diafragme considerate ca profile spațiale cu perete subțiri, fundații masive de beton armat etc.), în lipsa unor modele de calcul care să reflecte comportarea lor reală sau atunci cînd asemenea modele există ele implică un volum de calcule (folosind tehnici avansate de calcul automat) inacceptabil pentru proiectarea curentă, se admite ca starea de eforturi să se determine prin procedee de calcul specifice comportării elastice care furnizează valori de eforturi unitare. Pentru a pune în evidență și în aceste cazuri comportarea de beton armat, eforturile capabile stabilite cu ipotezele specifice elementelor de beton armat se compară în eforturile secționale obținute prin integrarea eforturilor unitare pe secțiune.

2. Atunci cînd starea de eforturi este compusă, de exemplu moment încovoietor cu forță axială și/sau forță tăietoare, relația (1.1) se înlocuiește cu un grup de relații, fiecare relație corespunzînd cîte unui tip de efort (solicitare) din combinația respectivă.

3. La construcțiile curente de beton armat nu apare pericolul pierderii stabilității formei înainte de atingerea stării limită de rezistență. La elementele liniare de beton armat, de exemplu, această situație este asigurată în STAS 10 107-90, ca de altfel în toate prescripțiile de proiectare din lume, prin limitarea superioară a flexibilității $\lambda = l_f/i$, unde l_f este lungimea de flambaj a elementului, iar i este raza de girație minimă a secțiunii sale transversale. În cazurile speciale în care verificarea stabilității formei este necesară, de exemplu la plăci curbe subțiri, aceasta se va face pe baza unor prescripții specifice.

Influența flexibilității asupra siguranței elementelor comprimate de beton armat se recomandă să se ia în considerare prin evaluarea valorii S_{max} în relația (1.1) pe baza unui calcul de ordinul II al structurii. În cazurile curente se admite folosirea unei metode simplificate care constă în majorarea prin coeficienți aproximativi ai momentelor de ordinul I în relația (5.1) — vezi paragraful 5.2.4.

4. Pierderea stabilității poziției elementelor de beton armat (prin răsturnare sau lunecare) nu apare în mod curent în practică. În cazurile speciale în care verificarea stabilității poziției este necesară, de exemplu la elemente prefabricate, aceasta se va face pe baza unor prescripții specifice.

5. O proiectare corectă a elementelor de beton armat implică respectarea simultană atît a prevederilor de calcul cît și a prevederilor de alcătuire constructivă. Mai mult, unele verificări prin calcul nu se pot face decît după detalierea constructivă a elementului. În acest spirit alcătuirea constructivă a unui element de beton armat se face în paralel (uneori precede verificarea elementului la o anumită stare limită), astfel încît poziția operațiilor de alcătuire constructivă în schema din fig. 5.1, trebuie considerată doar simbolic.

6. Un element de beton armat se consideră proiectat judicios atunci cînd consumurile de materiale (cofraj, beton, armătură) și de energie înglobată sînt dimensionate în domeniul economic pe baza *stării limită de rezistență* sau, eventual, la elemente unde există riscul apariției fenomenului de oboseală, pe baza *stării limită de oboseală*. Stările limită ale exploatării normale (starea limită de deschidere a fisurilor și starea limită de deformații) nu trebuie să conducă la creșterea consumurilor de materiale decît în cazuri foarte bine justificate.

5.2. CALCULUL LA STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ LA ÎNCOVOIERE CU SAU FĂRĂ EFORT AXIAL

5.2.1. Introducere

Calculul la starea limită de rezistență la încovoiere cu sau fără forță axială urmărește asigurarea elementelor de beton armat față de ruperea în secțiuni normale la axa acestora.

Dacă suportul vectorului moment încovoietor M coincide cu o axă principală a secțiunii sau dacă punctul de aplicație a forței N, paralelă cu axa elementului, se află pe o axă principală a secțiunii (fig. 5.2 *a* și *b*), atunci solicitarea este de *încovoiere simplă (dreaptă)* și axa neutră este paralelă cu direcția vectorului M.

Combinația de eforturi M și N asociate stării limită de rezistență este ilustrată de *curba limită de interacțiune* (denumită simplificat curbă de interacțiune) din fig. 5.3. Această curbă este simetrică sau nu în raport cu axa eforturilor axiale după cum secțiunea de beton armat este simetrică sau nu în raport cu axa principală față de care se încovoaie elementul (fig. 5.4).

Dacă vectorul moment încovoietor nu se suprapune pe o axă principală a secțiunii sau dacă punctul de aplicație al forței N nu este plasat în lungul unei axe principale (fig. 5.5, *a* și *b*), atunci elementul este solicitat la încovoiere oblică și axa neutră nu este paralelă cu direcția vectorului M ($\theta \neq \omega$). În acest caz combinația de eforturi M (cu componentele M_x și M_y) și N, asociate stării limită de rezistență, este ilustrată de *suprafața de interacțiune* din fig. 5.6.

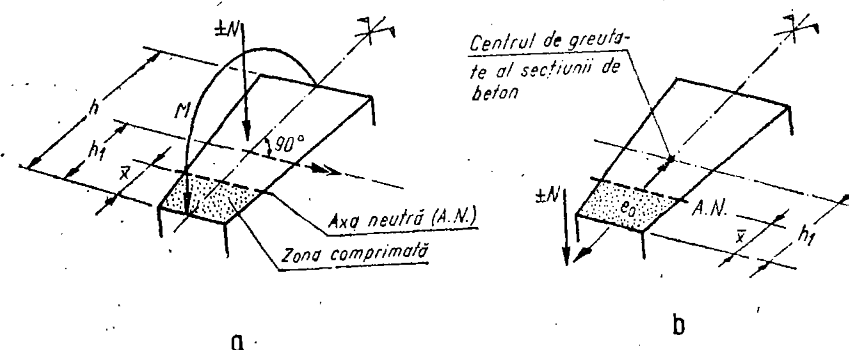


Fig. 5.2

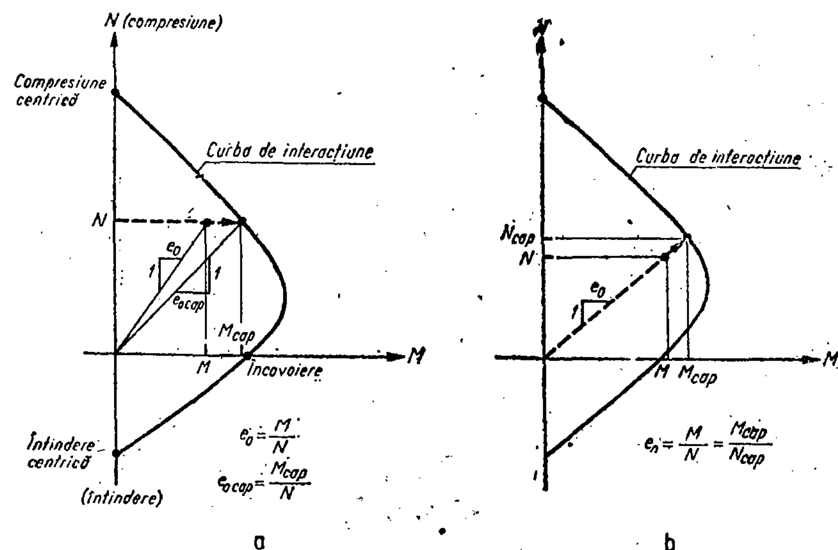


Fig. 5.3. Curba de interacțiune limită moment încovoietor-efort axial. Modul în care se ating capacitatea de rezistență: a) cînd N = constant (cazul solicitării seismice) și b) cînd e_0 = constant (cazul solicitării produse de încărcările gravitaționale)

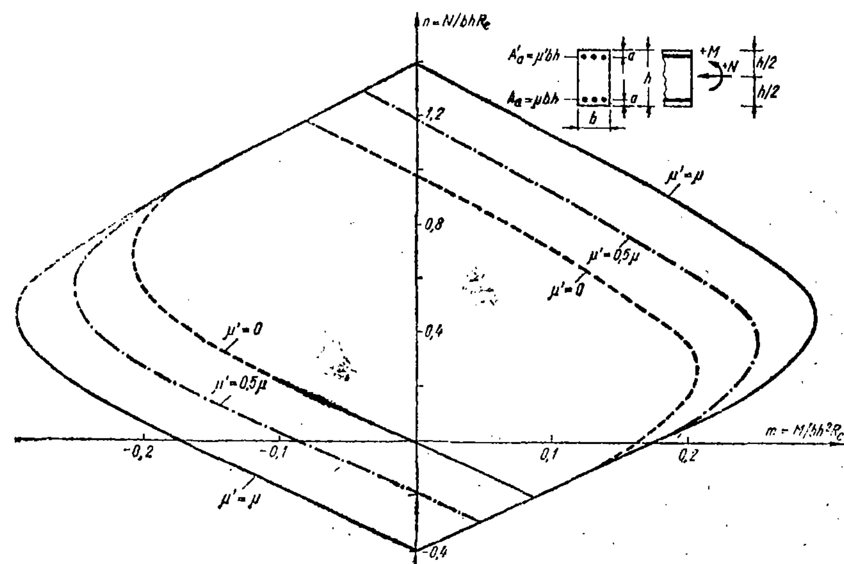


Fig. 5.4 Curba de interacțiune limită moment încovoietor-efort axial pentru o secțiune dreptunghiulară de beton armat cu diverse rapoarte A_a/A_a S-a considerat $\mu = 0{,}008$, $R_a = 300$ MPa, $R_c = 11{,}5$ MPa $\left(\alpha = \mu \frac{R_c}{R_c} \simeq 0{,}2\right)$ și $\frac{a}{h} = 0{,}05$.

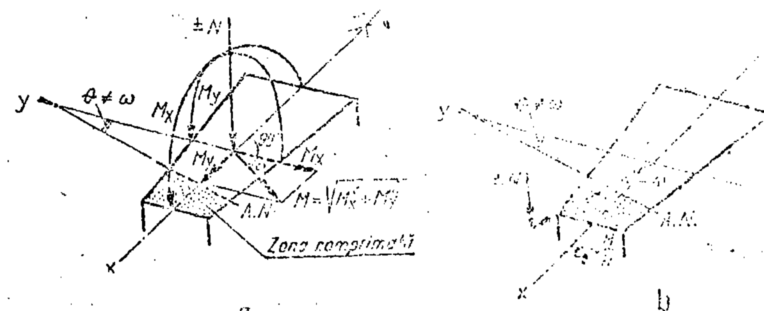


Fig. 5.5

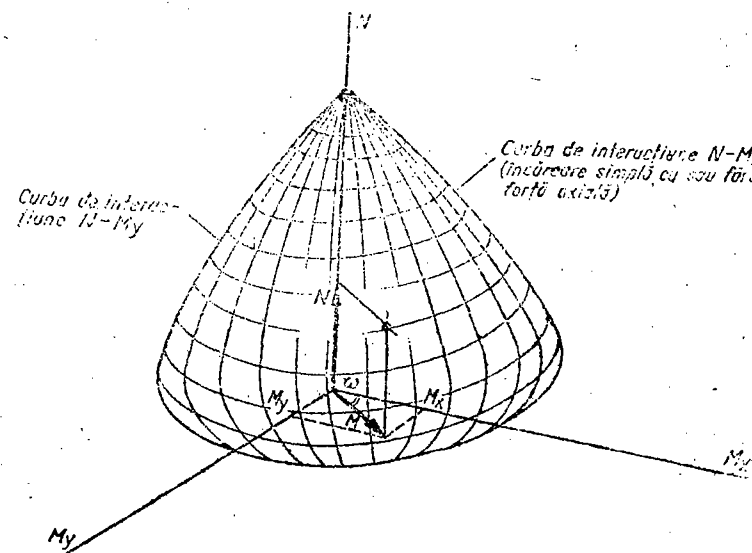


Fig. 5.6

La o anumită armare longitudinală a secțiunii (definită prin poziția și diametrul barelor) corespunde o anumită curbă sau suprafață de interacțiune.

La *verificarea unei secțiuni de beton armat date* se stabilește dacă punctul de coordonate N, M se găsește în domeniul delimitat de curba de interacțiune și, respectiv, dacă punctul de coordonate N, M, ω (sau N, M_x, M_y) se găsește în domeniul delimitat de suprafața de interacțiune.

În practică poate apărea una din următoarele două situații particulare (vezi, de exemplu, fig. 5.3 pentru cazul încovoierii simple):

— dacă forța axială N este constantă, atunci condiția de verificare se poate scrie sub forma

$$M \leqslant M_{cap} \tag{5.1, a}$$

sau

$$e_0 \leqslant e_{0\,cap} \qquad (5.1,\ b)$$

— dacă excentricitatea e_0 este constantă, atunci condiţia de verificare se scrie sub forma

$$|N| \leqslant |N_{cap}| \qquad (5.2)$$

Formele echivalente (5.1) şi (5.2) se folosesc, deci, în funcţie de tipul acţiunii care produce moment încovoietor şi efort axial. Situaţia N = constant corespunde mai bine unei supraîncărcări provocate de acţiunea seismică. Situaţia e_0 = constant corespunde mai bine unei supraîncărcări gravitaţionale. În schemele logice din capitolul 7 se consideră condiţia de verificare pentru situaţia N = constant.

La *dimensionarea unei secţiuni de beton armat* se stabileşte armarea pentru care curba de interacţiune conţine punctul de coordonate N, M şi respectiv, pentru care suprafaţa de interacţiune conţine punctul de coordonate N, M, ω (sau N, M_x, M_y).

Rezultă, deci, că problema de calcul la starea limită de rezistenţă în secţiunea normală implică de fapt determinarea unui punct pe curba sau pe suprafaţa de interacţiune.

Există două modalităţi de rezolvare a calculului la starea limită de rezistenţă în secţiune normală:

— cu ajutorul unei *metode generale de calcul* bazată pe exprimarea explicită a condiţiilor statice, geometrice şi fizice pentru secţiunea considerată;

— cu ajutorul unei *metode simplificate de calcul* care implică introducerea unor aproximări în vederea simplificării calculului şi a rezolvării problemei numai cu ajutorul condiţiilor de echilibru. În esenţă, aceste aproximări se referă la considerarea unei anumite configuraţii date a distribuţiei eforturilor pe secţiune la starea limită de rezistenţă, funcţie de sensul şi mărimea forţei axiale şi funcţie de forma secţiunii transversale. Astfel, pentru fiecare subdomeniu distinct de solicitarea la forţă axială N (denumite simbolic: încovoiere, compresiune excentrică — cazul I, compresiune excentrică — cazul II, întindere excentrică cu excentricitate mică şi întindere excentrică cu excentricitate mare) şi pentru cîteva forme curente de secţiuni transversale, curba de interacţiune se obţine numai pe baza condiţiilor statice în secţiune.

În felul acesta, la punctele de frontieră între două subdomenii adiacente de solicitare la forţă axială, curba de interacţiune furnizată de metoda simplificată de calcul poate prezenta discontinuităţi (de exemplu de pantă), pe cind curba de interacţiune furnizată de metoda generală de calcul nu prezintă nici o discontinuitate pe tot domeniul de forţă axială cuprins între compresiune centrică şi întindere centrică.

Evident, pentru o secţiune transversală dată, curbele de interacţiune furnizate de metodele generale şi simplificate nu coincid. Este important de menţionat, însă, că în cazurile pentru care sînt prevăzute relaţii de calcul în metoda simplificată, diferenţele care apar între cele două curbe de interacţiune sînt practic neglijabile.

Metoda simplificată de calcul prevăzută în STAS 10 107/0-90 este similară cu cea din ediţiile anterioare ale acestei prescripţii.

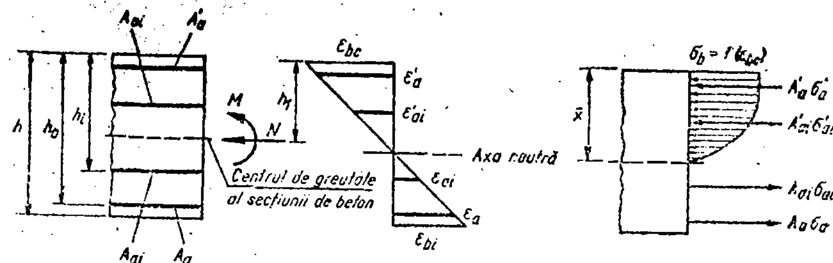


Fig. 5.7

Metoda generală de calcul, însă, este prevăzută pentru prima dată în ţara noastră în STAS 10 107/0-90. Se consideră următoarele ipoteze de calcul (fig. 5.7):

— secţiunea plană normală rămîne plană şi după deformare (ipoteza lui Bernoulli);

— armătura nu lunecă în raport cu betonul;

— eforturile unitare σ în betonul comprimat şi în armătură rezultă pe baza deformaţiilor ε din curbele caracteristice ale betonului şi armăturii (vezi fig. 2.4 şi 3.4);

— se neglijează rezistenţa betonului la întindere;

— secţiunea normală ajunge la starea limită de rezistenţă sub combinaţia de eforturi M şi N pentru care se atinge deformaţia limită ε_{blim} la fibra cea mai comprimată a secţiunii ($\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{blim}$) sau ε_{au} în armătura cea mai întinsă a secţiunii ($\varepsilon_a = \varepsilon_{au}$).

În ce priveşte valorile ε_{blim} şi ε_{au}, acestea se stabilesc aşa cum s-a arătat în capitolele 2 şi 3. Astfel ε_{blim} se consideră conform fig. 5.8 iar valoarea ε_{au} se consideră egală cu 5% pentru verificarea la grupări de încărcări care includ acţiunea seismică şi cu 1,5% în celelalte cazuri.

În legătură cu aceste ipoteze sînt de făcut următoarele precizări:

— folosirea ipotezei lui Bernoulli la starea limită de rezistenţă este justificată de rezultate experimentale;

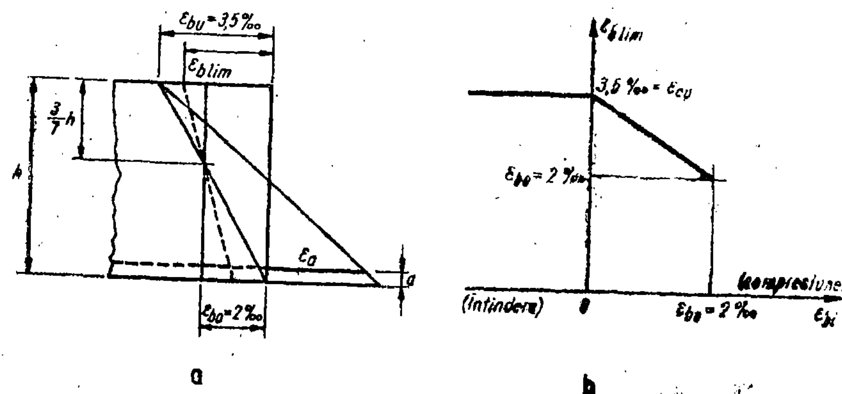


Fig. 5.8

— considerarea lunecării armăturii în raport cu betonul nu modifică practic valorile N și M asociate stării limită de rezistență ci poate modifica numai capacitatea de deformare a secțiunii;

— neglijarea rezistenței betonului la întindere în calculul la starea limită de rezistență nu modifică practic rezultatele;

— atît forma cît și valorile caracteristice ale legilor fizice pentru betonul comprimat și armătură sînt date cu caracter de recomandare. Într-adevăr, STAS 10 107/0-90 permite folosirea și altor legi fizice sau altor valori limită (ultime) ale deformațiilor betonului și armăturii atunci cînd starea ultimă a secțiunii este asociată unor incursiuni mai ample ale secțiunii în domeniul inelastic cum se întîmplă la analiza răspunsului seismic neliniar. De altfel, este de subliniat că modificarea valorilor ε_{bu} și ε_{au} are efecte neglijabile asupra curbei sau suprafeței de interacțiune N-M (capacitatea de rezistență) dar poate avea efecte majore asupra capacității de deformare a secțiunii. Această capacitate de deformare intervine numai la stabilirea stadiului de cedare a secțiunii sau elementului, într-o analiză a răspunsului inelastic al structurii care, asigurînd evitarea colapsului, admite apariția de degradări ale acesteia.

În toate cazurile în care răspunsul nu se referă la acțiunea seismică, se consideră o valoare ε_{au} redusă la 1,5%, avînd în vedere asigurarea împotriva unor degradări structurale sub încărcări de exploatare (de exemplu săgeți și/sau fisuri cu deschideri remanente exagerate).

În raport cu metoda simplificată de calcul, metoda generală are următoarele avantaje:

— nu are domeniul de aplicabilitate limitat la anumite forme de secțiuni de beton armat, la anumite domenii de variație ale distribuției deformațiilor specifice ε pe secțiune sau la un anumit caz de încărcare (simplă sau oblică);

— furnizează atît capacitatea de rezistență cît și capacitatea de deformare a secțiunii;

— se poate folosi și la determinarea stării de eforturi și deformații unitare pe secțiunea normală solicitată de combinații N, M inferioare celor asociate stării limită de rezistență.

Pe de altă parte, însă, este de observat că metoda generală de calcul implică cunoașterea armăturii în secțiunea normală și deci nu poate fi folosită ca metodă de dimensionare decît dacă se aplică iterativ, sau dacă, pe baza ei, se construiesc tabele de calcul pentru anumite tipuri de secțiuni. De exemplu, tabelele 9, 10 și 11 și 11 din *Anexă* sînt construite cu ajutorul metodei generale de calcul.

Este important de subliniat că această metodă de calcul nu poate fi practic folosită decît cu ajutorul calculatorului — vezi de exemplu [124; 125; 126].

În cele ce urmează se discută *metoda simplificată de calcul*, la starea limită de rezistență prevăzută de STAS 10 107/0-90.

5.2.2. Starea limită de rezistență la încovoiere simplă cu sau fără forță axială

a. Considerații introductive Metoda simplificată de calcul se bazează pe adoptarea unor ipoteze privind distribuția eforturilor pe secțiune astfel încît condițiile statice să fie singure capabile să permită rezolvarea problemei.

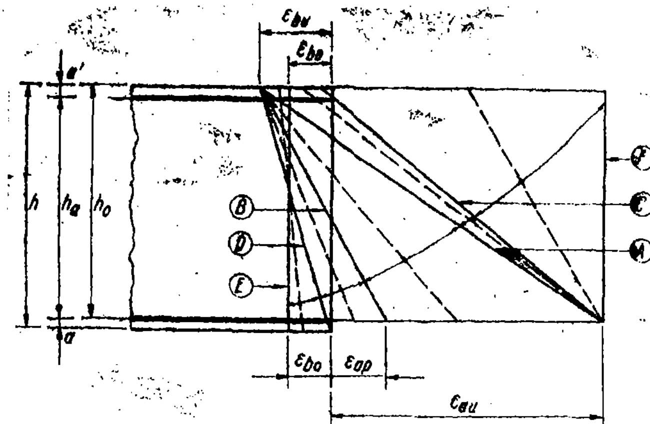


Fig. 5.9

Aceste distribuții convenționale de eforturi pe secțiune diferă funcție de poziția axei neutre a secțiunii la starea limită de rezistență. Din acest punct de vedere se pot defini mai multe situații limită caracteristice privind distribuția deformațiilor pe secțiune (vezi fig. 5.9 unde sînt indicate și notațiile).

Situația limită A corespunde situației în care armătura A_a, cea mai întinsă de M, ajunge la deformația specifică limită admisă simultan cu cedarea betonului comprimat ($\varepsilon_a = \varepsilon_{au}$ și $\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bu}$)[1]. În această situație, înălțimea zonei comprimate este [2]:

$$\bar{x}_a = h_0 \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_{au}} \tag{5.3}$$

Forța axială N_a corespunzătoare situației limită A poate fi compresiune sau întindere în funcție de forma și armarea secțiunii.

Situația limită B corespunde cazului în care armătura A_a ajunge la limita de curgere ($\varepsilon_a = \varepsilon_{ap} = R_a/E_a$) simultan cu cedarea betonului comprimat ($\varepsilon_{bc} = \varepsilon_{bu}$). În această situație, corespunzătoare așa numitului punct de balans (de pe curba de interacțiune), înălțimea zonei comprimate este

$$\bar{x}_b = h_0 \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \dfrac{R_a}{E_a}} \tag{5.4}$$

Situația limită C corespunde cazului în care armătura A_a cedează ($\varepsilon_a = \varepsilon_{au}$) în timp ce armătura A_a' comprimată de M, nu este solicitată ($\sigma_a' = \varepsilon_a' = 0$). În această situație, înălțimea zonei comprimate este

$$\bar{x}_c = a' \tag{5.5}$$

[1] În lucrare, compresiunea în beton și întinderea în armătură se consideră pozitive.

[2] În cele ce urmează se notează cu $\bar{x}$ înălțimea zonei comprimate „reale" (care rezultă pe baza distribuției ε pe secțiune-vezi fig. 5.7, iar cu x înălțimea zonei comprimate „convenționale" (care rezultă pe baza distribuției de eforturi admise în metoda simplificată de calcul — vezi, de exemplu, fig. 5.14).

Din definirea situațiilor limită A, B, și C rezultă următoarele:

1. Dacă $x > x_a$ cedarea secțiunii se datorează cedării betonului la compresiune. La cedarea secțiunii, armătura A_a poate fi sau nu pe palierul de curgere după cum x este mai mic sau nu decît x_b. Dacă $x > h_0$ armătura A_a și deci toată secțiunea sînt comprimate.

2. Dacă $x < x_a$, cedarea secțiunii se datorează cedării armăturii. Dacă $x > x_c$, atunci armătura A'_a și o parte din secțiunea de beton sînt comprimate. Dacă $x < x_c$, atunci armătura A'_a și deci toată secțiunea sînt întinse.

Este important de remarcat că pentru o anumită secțiune de beton armat, înălțimea x a zonei comprimate la starea limită de rezistență crește odată cu forța axială N și cu diferența între A_a și A'_a.

Pe aceste considerente, în calculul la *încovoiere cu forța axială* pot interveni următoarele situații caracteristice (fig. 5.10).

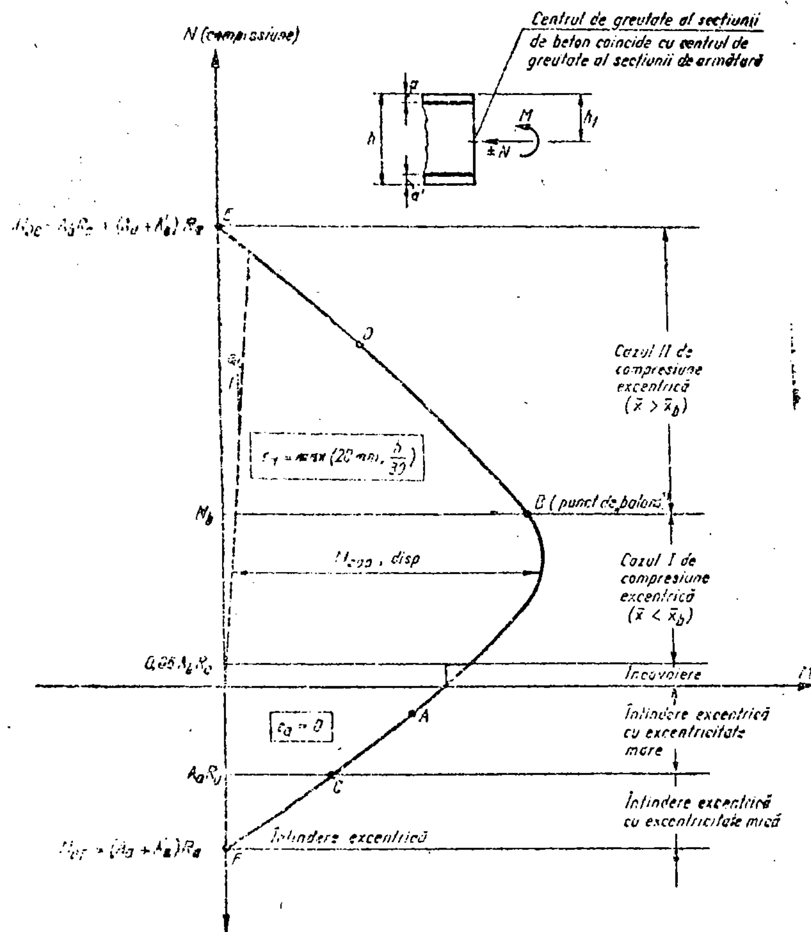


Fig. 5.10

(i) $x > x_b$

(ii) $x_b \geq x \geq x_c$

(iii) $x < x_c$

În cadrul *metodei simplificate de calcul* situațiile precedente se denumesc;

—*Cazul II de compresiune excentrică* în situația (i)

— *Cazul I de compresiune excentrică* în situația (ii) cu forța axială N de compresiune

— *Încovoiere* în situația (ii) cu forța axială $N \simeq 0$.

— *Întindere excentrică cu excentricitate mare* în situația (ii) cu forța axială N de întindere.

— *Întindere excentrică cu excentricitate mică* în situația (iii).

Se observă că în redactarea STAS 10107/0-90 cele două subdomenii ale compresiunii excentrice sînt denumite cazul I și cazul II, abandonîndu-se denumirile de compresiune excentrică cu excentricitate mare și, respectiv, compresiune excentrică cu excentricitate mică folosite în edițiile precedente ale prescripțiilor.

Această modificare este impusă de faptul că, la compresiunea excentrică a unei anumite secțiuni de beton, poziția punctului *B, de balans* (granița între cele două domenii) nu corespunde unei valori constante a excentricității $e_0 = M_{cap}/N$ așa cum se întîmplă în cazul întinderii excentrice (fig. 5.11). Într-adevăr, de exemplu în cazul unei secțiuni simetric armate, punctul de balans B corespunde unei valori constante, N_b, a forței axiale atunci cînd cantitatea de armătură pe secțiune se modifică. În felul acesta, pentru o anumită excentricitate e_{0c}, starea limită de rezistență a secțiunii comprimate excentric poate corespunde cazului I sau II după cum armarea secțiunii este mai slabă sau, respectiv, mai puternică.

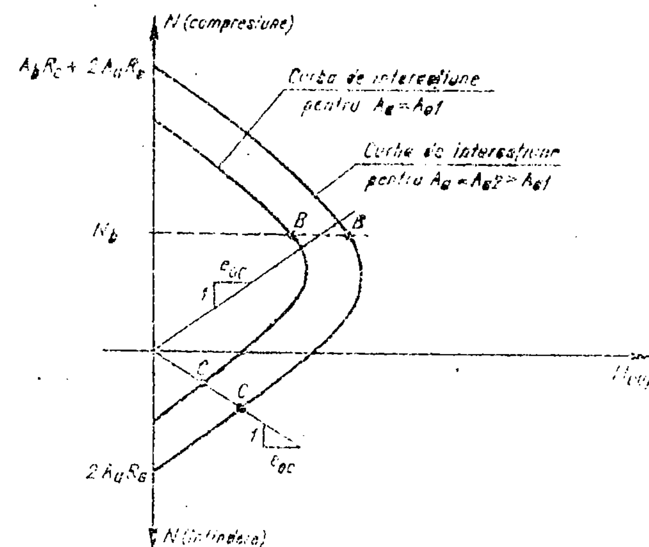


Fig. 5.11

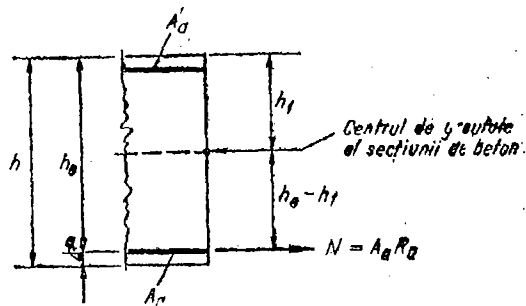


Fig. 5.12

În fig. 5.9 și 5.10 mai este marcată și situația în care la fibra extremă întinsă de momentul M efortul unitar este nul (punctul D de pe diagrama limită de interacțiune). Pentru eforturi axiale de compresiune mai mari decît cel corespunzător situației D, în momentul ruperii secțiunii $\varepsilon_{blim} < \varepsilon_{bu}$. Din acest motiv în metoda simplificată de calcul se dau relații aproximative diferite pentru stabilirea eforturilor unitare din armături în secțiuni comprimate excentric în condițiile cazului II, după cum situația limită de solicitare corespunde pe curba de interacțiune unui punct situat mai sus de punctul D sau mai jos de acesta (vezi, de exemplu relațiile 5.18 și 5.19 sau 5.35 și 5.36).

În cazul întinderii excentrice, poziția punctului C (granița între domeniile de solicitare la întindere excentrică cu excentricitate mică și întinderea excentrică cu excentricitate mare) corespund unei valori constante a excentricității e_0 (fig. 5.12).

$$e_{0*} = h_0 - h_1 \qquad (5.6)$$

indiferent de mărimile ariilor armăturilor A_a și A_a'.

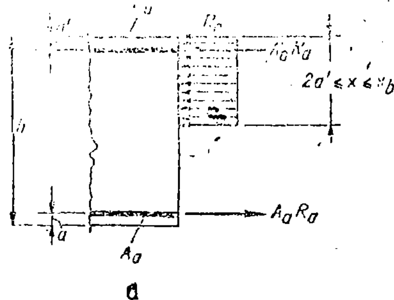
b. **Încovoiere.** Din punct de vedere practic, situația de solicitare la încovoiere se consideră nu numai atunci cînd forța N este zero, ci și atunci cînd valoarea ei este foarte mică. În felul acesta, pentru domeniul practic de încovoiere curba de interacțiune are alura prezentată în fig. 5.10.

La încovoiere întotdeauna $x > 0$, pentru a avea o zonă comprimată pe secțiune, și trebuie ca $x \leqslant x_b$ pentru a folosi eficient armătura A_a.

În metoda simplificată de calcul se consideră distribuția de eforturi din fig. 5.13 astfel:

— pe înălțimea convențională x a zonei comprimate, eforturile unitare în beton sînt constante și egale cu R_c;

— în armătura întinsă A_a, efortul σ_a este egal cu R_a;



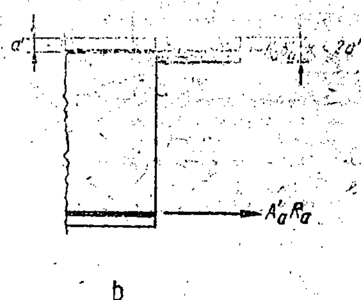
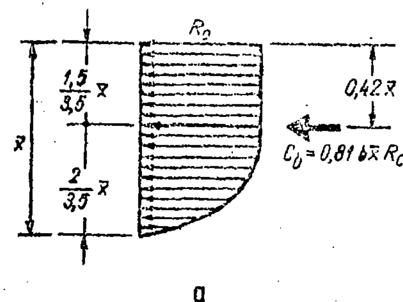


Fig. 5.13



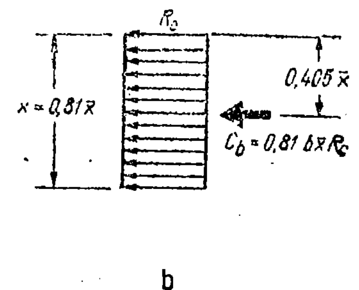


Fig. 5.14

— în armătura comprimată A_a', efortul σ_a' este mai mic sau egal (în valoare absolută) cu R_a, după cum înălțimea x a zonei comprimate este mai mică sau, respectiv, egală și mai mare decît $2a'$.

În legătură cu această distribuție de eforturi sînt de făcut cîteva precizări.

1. În fig. 5.14 se arată că distribuția convențională de eforturi în beton reprezintă o aproximare foarte bună a distribuției de eforturi conform metodei generale de calcul, atunci cînd zona comprimată are formă dreptunghiulară, (în cazul obișnuit cînd ε_{bo} este egal cu ε_{bu}) introducînd erori neînsemnate în ceea ce privește poziția rezultantei eforturilor de compresiune din beton. Se observă, de asemenea, că în acest domeniu se poate admite aproximația

$$x \simeq 0,8\, x \qquad (5.7)$$

Dacă cedarea secțiunii este datorată atingerii deformației admise în armătura $A_a(x < x_b$, vezi fig. 5.9), atunci raportul $\frac{x}{x}$ scade sub 0,8, cu atît mai mult cu cît ε_{au} este mai mic, iar cantitatea de armătură întinsă este mai mică (fig. 5.15).

În cazul secțiunilor în formă de T cu talpa în zona comprimată domeniul de procente de armare în care relația 5.7 este apropiată de realitate este mai restrîns, reducîndu-se odată cu creșterea raportului $\frac{b_p}{b}$ și reducerea raportului $\frac{h_p}{h}$.

Pentru secțiunile dreptunghiulare și secțiunile în formă de T cu proporțiile întîlnite în mod obișnuit în construcțiile de beton armat, metoda simplificată oferă o precizie cu totul satisfăcătoare pentru nevoile proiectării curente, valorile eforturilor capabile obținute prin aplicarea acesteia, diferind cu cel mult cîteva procente de cele furnizate de metoda de calcul exact.

Atunci cînd se urmărește să se stabilească capacitatea de deformare secțională (rotirea specifică ultimă), relația 5.7 oferă o aproximație satisfăcătoare numai pentru secțiunile de formă dreptunghiulară. În cazul altor forme de secțiune utilizarea relației 5.7 nu oferă siguranța necesară, pentru stabilirea caracteristicilor de deformare ale secțiunii fiind recomandabilă metoda riguroasă.

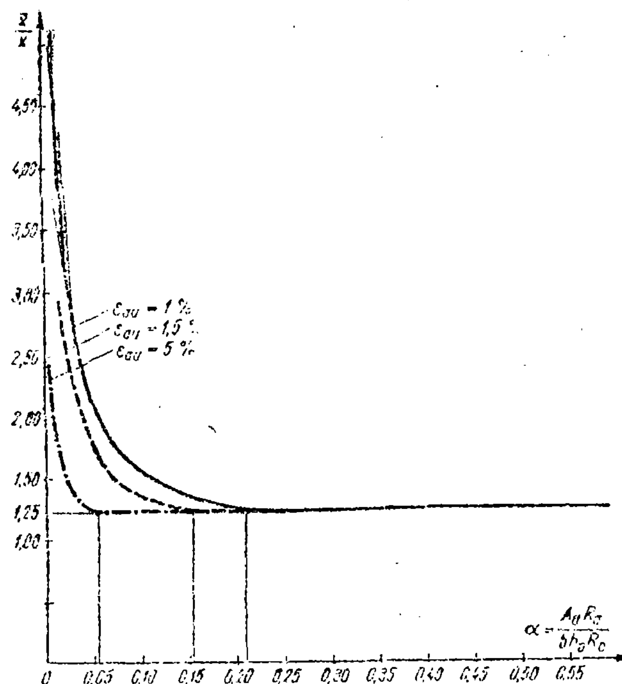


Fig. 5.15. Variația raportului între înălțimile zonei comprimate la starea limită de rezistență pentru secțiuni dreptunghiulare simplu armate de elemente încovoiate, stabilite conform metodei generale ($\bar{x}$) și simplificate (x) în funcție de valoarea deformației ε_{au} admisă pentru oțel. S-au considerat $\varepsilon_{bu} = 3,5\%$ și diverse valori R_c(9,5; 15 și 19 MPa) și R_a (210, 300 și 350 MPa).

2. Pe baza relației precedente, condiția $x \leqslant x_b$ care asigură curgerea rmăturii $A_a(\sigma_a = R_a)$ se mai poate scrie sub forma

$$\xi \leqslant \xi_b \tag{5.8}$$

nde

$$\xi = \frac{x}{h_0} \tag{5.9}$$

și

$$\xi_b = \frac{x_b}{h_0} = 0,8\frac{\bar{x}_b}{h_0} = 0,8\frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + R_a/E_a} \tag{5.10}$$

În tabelul 5.1 se dau valorile ξ_b prevăzute în STAS 10 107/0-90. Valorile sînt rotunjite și iau în considerare faptul că ε_{bu} scade față de 3,5°/₀₀ atunci cînd rezistența betonului crește sau atunci cînd betonul are agregate ușoare.

Distribuția de eforturi din fig. 5.13 și calcul valorii ξ_b se bazează pe ipoteza existenței palierului de curgere al armăturii A_a. În cazul armăturii din sîrmă trasă STNB, care nu are palier distinct de curgere, valoarea ξ_b din

Tabelul 5.1. Valorile ξ_b conform STAS 10 107/0 89

Tipul de beton	Tipul de armătură	Clasa de beton	
		≤ Bc 35	> Bc 35
Beton obișnuit	OB 37	0,60	0,55
	PC 52, PC 60, STNB	0,55	0,50
Beton cu agregate ușoare	OB 37	0,55	—
	PC 52, PC 60, STNB	0,50	—

Tabelul 5.1 este stabilită pe baza valorii rezistenței R_a. De fapt, pentru aceste armături, cu cît ξ este mai mic decît ξ_b, cu atît efortul efectiv σ_a este în realitate mai mare decît R_a și deci momentul capabil real este mai mare decît momentul capabil determinat cu metoda simplificată de calcul folosind distribuția convențională din fig. 5.13.

3. Limita $x = 2a'$ sub care se consideră $|\sigma_a'| < R_a$ este evident aproximativă. În realitate această limită trebuie să depindă de raportul $\bar{x}/x$, care variază ca în fig. 5.15, de ε_{bu} și de R_a. Analize numerice au arătat însă că rezultatele calculului nu depind semnificativ de valoarea adoptată pentru această limită, care este foarte comodă pentru calculele practice.

Atunci cînd $|\sigma_a'| < R_a$, momentul capabil al secțiunii se calculează dintr-o ecuație de moment în raport cu axa armăturii A_a' în care aportul zonei comprimate de beton se neglijează pe baza faptului că este foarte mic și că neglijarea lui are un efect acoperitor.

4. Este de reținut că în cazul unor secțiuni încovoiate cu procente reduse ale armăturii A_a din zona întinsă, așa cum se întîlnesc uneori la plăcile planșelor clădirilor civile, secțiuni dimensionate prin metoda aproximativă, deformația specifică a armăturii întinse (care nu se determină explicie în această metodă) poate depăși limita admisă de 1,5%. Se consideră că se pot accepta asemenea situații, avînd în vedere faptul că la aceste elemente sînt posibile importante redistribuții ale eforturilor, prin deformații plastice și ca efect al curgerii lente a betonului, iar pe de altă parte numărul mare de bare cu care se armează plăcile face aceste elemente mai puțin sensibile la efectul coroziunii.

În tabelul 5.2 se dau relațiile de calcul la starea limită de rezistență a secțiunilor dreptunghiulare încovoiate sau cu talpă în zona comprimată. În toate situațiile, calculul se reduce la cazul secțiunii dreptunghiulare simplu armate. Pentru acest caz, în Anexă în tabelul 7 se dau valorile ξ, m și γ în funcție de procentul de armare.

$$p = 100\frac{A_a}{bh_0}, \tag{5.11}$$

de clasa de beton (Bc 10 ... Bc 30) și tipul de armătură (OB 37, PC 52 și PC 60), unde ξ este definit în relația (5.9);

$$m = \frac{M_{cap}}{bh_0^2 R_c} \tag{5.12}$$

Tabelul 5.2 Relații simplificate de calcul la starea limită de rezistență la încovoiere

Forma secțiunii	Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate	Relații de calcul
Secțiune dreptunghiulară		$x \leq x_b$	$bxR_c = A_aR_a$ $M_{cap} = bxR_c\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$
		$2a' \leq x \leq x_b$ $(\sigma'_a = R_a)$	$bxR_c = (A_a - A'_a)R_a$ $M_{cap} = A'_aR_a(h_0 - a') + bxR_c\left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$
		$x \leq 2a'$ $(\sigma'_a < R_a)$ cu: $x = \frac{(A_a - A'_a)R_a}{bR_c}$	$M_{cap} = A_aR_ah_a$
Secțiuni T, I sau asimilabile cu acestea		$x \leq h_p$ sau: $b_ph_pR_c \geq (A_a - A'_a)R_a$ cu $h_p \geq 2a'$	Ca o secțiune dreptunghiulară cu $b = b_p$
		$h_p > x > x_b$	$bxR_c + (b_p - b)h_pR_c = (A_a - A'_a)R_a$ $M_{cap} = (b_p - b)h_pR_c\left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right) +$ $+ bxR_c\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + A'_aR_ah_a$

iar

$$\gamma = \frac{M_{cap}}{h_0A_aR_a}. \tag{5.13}$$

Din echilibrul axial se observă că

$$\xi = \alpha = \frac{A'_a}{bh_0}\cdot\frac{R_a}{R_c} \tag{5.14}$$

unde α este coeficientul fizic de armare.

Pe baza relațiilor (5.11) și (5.14) se poate scrie relația

$$p = \xi\frac{100\,R_c}{R_a} \tag{5.14.a}$$

Dacă în relația precedentă se introduce valoarea $\xi = \xi_b$ din tabelul 5.1., se obține valoarea maximă a procentului de armare, p_{max}. Trebuie ca $p < p_{max}$ pentru ca armătura întinsă să ajungă la curgere (să se plastifice) înainte de cedarea secțiunii de beton.

Înălțimea utilă h_0 a secțiunii dreptunghiulare, simplu armate se poate stabili cu relația

$$h_0(\text{min}) = r\sqrt{\frac{M}{b}} \tag{5.15}$$

unde M și b se exprimă în Nmm și, respectiv, în mm iar valoarea r este dată în tabelul 8 din Anexă funcție de procentul de armare p din relația (5.11) și de tipurile de beton și armătură folosite.

Pentru secțiuni cu zone comprimate de altă formă decît dreptunghiulară sau în T, distribuția convențională de eforturi din fig. 5.13, poate introduce aproximări prea mari. Pentru secțiuni de formă circulară sau inelară calculul practic se poate face cu ajutorul coeficienților din tabele 10, și respectiv 11 din Anexa B pe baza metodei generale de calcul (vezi § 5.2.2.*f*).

c. Compresiune excentrică — cazul I — și întindere excentrică cu excentricitate mare. În domeniul compresiunii excentrice — cazul I — și întinderii excentrice cu excentricitate mare (fig. 5.11), înălțimea zonei comprimate a secțiunii satisface condițiile $x_b \geq x \geq x_c$. Pe această bază, metoda simplificată de calcul presupune aceeași distribuție de eforturi pe secțiune la starea limită de rezistență ca și în cazul încovoierii (fig. 5.14).

Pentru calculul secțiunilor dreptunghiulare prin metoda simplificată situațiile limită *B* și *C* din fig. 5.11 pot fi determinate după cum urmează.

Situația limită B (punctul de balans) este definită prin valoarea forței axiale.

$$N_b = bx_bR_c - (A_a - A'_a)R_a \tag{5.16}$$

dacă zona comprimată este dreptunghiulară și, respectiv,

$$N_b = (b_p - b)h_pR_c + bx_bR_c - (A_a - A'_a)R_a \tag{5.17}$$

dacă există talpă în zona comprimată.

Din relațiile precedente rezultă că forța axială N_b nu depinde de cantitatea de armătură, dacă secțiunea este armată simetric ($A_a = A'_a$). De asemenea, rezultă că N_b crește dacă A'_a crește în raport cu A_a și/sau dacă talpa secțiunii crește.

Situaţia limită C corespunde cazului în care intensitatea forţei axiale de întindere este egală cu $A_a R_a$ (fig. 5.12).

Pentru cazul curent al secţiunii simetric armate rezultă că poziţia limitelor B şi C se modifică odată cu creşterea armăturii ca în fig. 5.11.

În tabelele 5.3 şi 5.4 se dau relaţiile de calcul la starea limită de rezistenţă la compresiune excentrică — cazul I — respectiv, la întindere cu excentricitate mare pentru secţiuni dreptunghiulare sau cu talpă în zona comprimată.

În tabelele 5.3 şi 5.4, h_1 reprezintă distanţa de la fibra cea mai comprimată a secţiunii la axa considerată la evaluarea solicitărilor N şi M. Această axă poate sau nu să coincidă cu axa centrelor de greutate ale secţiunilor.

Pentru elementele comprimate excentric condiţia de siguranţă a secţiunii la starea limită de rezistenţă presupune ca valoarea momentului capabil determinat cu relaţiile din tabelul 5.3 să fie mai mare, cel puţin egală cu momentul secţional (stabilit prin echilibrul pe poziţia deformată a structurii, deci momentul de ordinul II, vezi § 5.2.4), plus momentul datorat excentricităţii accidentale, necontrolabilă prin calcul, care, în condiţiile standardului STAS 10 107/0-90, se denumeşte *excentricitate adiţională* e_a şi se ia egală cu cea mai mare dintre valorile 20 mm şi $h/_{30}$.

Rezultă astfel că la dimensionarea sau verficarea elementelor comprimate excentric momentul secţional nu trebuie comparat cu întrega valoare a momentului capabil stabilită cu expresiile din tabelul 5.3, ci cu fracţiunea disponibilă (efectivă) a momentului capabil (fig. 5.10):

$$M_{cap,\,disp} = M_{cap} - Ne_a \qquad (5.17)$$

În cazul elementelor intense excentric efectul de ordinul doi este de regulă neglijat, avînd un caracter acoperitor, iar e_a se consideră zero.

Este evident că relaţiile de calcul la încovoiere din tabelul 5.2 se obţin din cele din tabelele 5.3 sau 5.4 dacă se ia $N = 0$. De asemenea, relaţiile de calcul la compresiune excentrică cazul I — şi întindere cu excentricitare mare sînt identice dacă forţei axiale i se asociază un semn corespunzător.

d. **Compresiune excentrică — cazul II.** În domeniul compresiunii excentrice — cazul II—înălţimea zonei comprimate reale, $\bar{x}$, este mai mare decît $\bar{x}_b$ din fig. 5.9 şi deci secţiunea cedează prin ruperea betonului comprimat fără ca armătura A_a să ajungă la curgere ($\sigma_a < R_a$). Distribuţia de deformaţii pe secţiune arată că în figura 5.16. Se constată următoarele:

— în domeniul $\bar{x}_b \leqslant \bar{x} \leqslant h$, deformaţia limită a betonului comprimat $\varepsilon_{blim} = \varepsilon_{bu}$ şi deci $x \simeq 0.8\,\bar{x}$ (vezi fig. 5.14);

— în domeniul $\bar{x} > h$, se poate considera că deformaţia limită a betonului comprimat variază ca în fig. 5.8; legea de variaţie liniară a valorii ε_{blim} în acest domeniu are drept consecinţă faptul că la distanţa $h\,\dfrac{\varepsilon_{bo}}{\varepsilon_{bu}}$ de la fibra extremă a secţiunii ce tinde să fie întinsă de momentul încovoietor $\varepsilon = \varepsilon_{b0} =$ = ct.

— în domeniul $\bar{x}_b < \bar{x} < h_0$, efortul σ_a în armătura A_a scade de la valoarea R_a (curgere din întindere) la zero;

— în domeniul $h_0 < \bar{x} <$ *infinit*, efortul σ_a în armătura A_a variază de la zero la valoarea — R_a (curgerea din compresiune)

— în armătura A_a' efortul $\sigma_a = -R_a$ (curgerea din compresiune) pe baza faptului că întotdeauna la armăturile folosite în beton armat este respectată condiţia $R_a < \varepsilon_{b0}E_a$;

Tabelul 5.3. Relaţii simplificate de calcul la starea limită de rezistenţă la compresiune excentrică — cazul I

Forma secţiunii	Distribuţia de eforturi	Condiţii de aplicabilitate	Relaţii de calcul
Secţiunei dreptunghiulară		$2a' \leqslant x \leqslant x_b$ ($\sigma_a' = R_a$)	$N = bxR_c - (A_a - A_a')\,R_a$; $M_{cap} = bxR_c\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + A_a'R_ah_a - N(h_a - h_1)$
		$x < 2a'$ ($\sigma_a' < R_a$) cu: $x = \dfrac{N + (A_a - A_a')\,R_a}{bR_c}$	$M_{cap} = N(h_1 - a') + A_aR_ah_a$
Secţiuni T, I sau asimilabile cu acestea		$x \leqslant h_p$ sau: $b_ph_pR_c \geqslant (A_a - A_a')\,R_a + N$ cu $h_p \geqslant 2a'$	Ca o secţiune dreptunghiulară cu $b = b_p$
		$h_p < x \leqslant x_b$	$N = bxR_c + (b_p - b)\,h_pR_c - (A_a - A_a')\,R_a$; $M_{cap} = (b_p - b)\,h_pR_c\left(h_a - \frac{h_p}{2}\right) + bxR_c\left(h_a - \frac{x}{2}\right) + A_a'R_ah_a - N(h_a - h_1)$

Tabelul 5.4. Relații simplificate de calcul la starea limită de rezistență la întindere excentrică cu excentricitate mare

Forma secțiunii	Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate		Relații de calcul
Secțiune dreptunghiulară		$N \leqslant A_a R_a$ și: $A'_a R_a h_a \geqslant N(h_a - h_1 + a')$ (vezi paragr. 5.2.2.e)	$2a' \leqslant x \leqslant x_b$ $(\sigma'_a = R_a)$	$N = (A_a - A'_a) R_a - bxR_c$ $M_{cap} = bxR_c\left(h_o - \frac{x}{2}\right) + A'_a R_a h_a + N(h_o - h_1)$
			$x < 2a'$ $(\sigma'_a < R_a)$ cu $x = \frac{(A_a - A'_a)R_a - N}{bR_c}$	$M_{cap} = A_a R_a h_a - N(h_1 - a')$
Secțiuni T, I sau asimilabile cu acestea			$x \leqslant h_p$ sau: $b_p h_p R_c \geqslant (A_a - A'_a) R_a - N$ cu $h_p \geqslant 2a'$	Ca o secțiune dreptunghiulară cu $b = b_p$
			$h_p < x \leqslant x_b$ $(\sigma'_a = R_a)$	$N = (A_a - A'_a) R_a - bxR_c - (b_p - b) h_p R_c$ $M_{cap} = (b_p - b) h_p R_c \times \left(h_o - \frac{h_p}{2}\right) + bxR_c\left(h_o - \frac{x}{2}\right) + A'_a R_a h_a + N(h_o - h_1)$

Fig. 5.16

Pe baza acestor observații, distribuția convențională de eforturi la starea limită de rezistență în domeniul compresiunii excentrice — cazul II — arată ca în fig. 5.17. Este important de remarcat că relația $x = 0{,}8\,\bar{x}$ și deci limita $x = 0{,}8\,h_0$ în fig. 5.17 *b* este asociată cu valorile $\varepsilon_{b0} = 2\%$ și $\varepsilon_{bu} = 3{,}5\%$ și cu forma dreptunghiulară a secțiunii pentru alte tipuri de secțiune acestea reprezentînd valori aproximative, gradul de aproximare depinzînd, așa cum s-a mai arătat, de forma lor.

Fig. 5.17

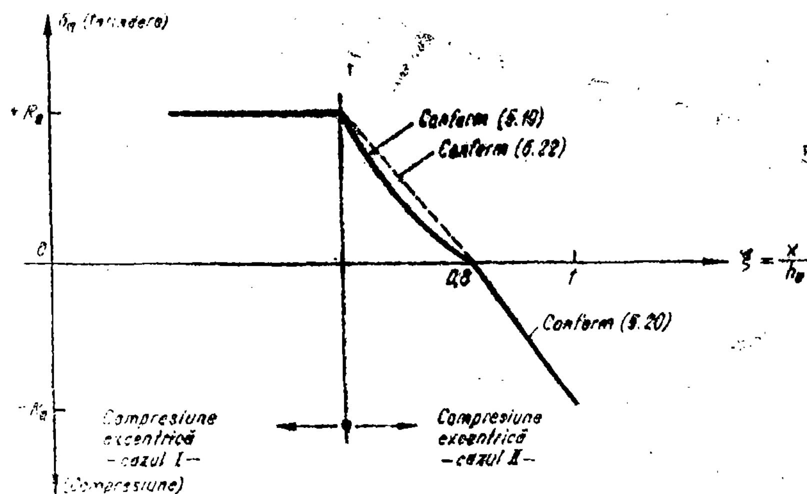


Fig. 5.18

Pentru determinarea necunoscutei suplimentare σ_a care apare la compresiune excentrică — cazul II —, in STAS 10 107/0-89 se dau relațiile

$$\sigma_a = \frac{\xi_b}{\xi} \cdot \frac{0,8 - \xi}{0,8 - \xi_b} R_a, \text{ dacă } \xi \leqslant 0,8 \tag{5.18}$$

și

$$\sigma_a = -R_a(5\xi - 4), \text{ dacă } \xi > 0,8 \tag{5.19}$$

Relația (5.19) rezultă pe baza ipotezei variației liniare a lui σ_a în intervalul $0,8 \leqslant \xi \leqslant 1$ (fig. 5.18).

Relația (5.18) rezultă pe baza legii fizice $\sigma_a = \varepsilon_a E_a$, în care, potrivit ipotezei secțiunilor plane (fig. 5.19):

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{bu} \frac{0,8 - \xi}{\xi} \tag{5.20}$$

și pe baza relației (5.10) care se mai poate scrie

$$E_a \varepsilon_{bu} = \frac{\xi_b}{0,8 - \xi_b} R_a \tag{5.21}$$

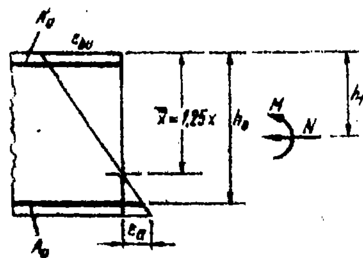


Fig. 5.19

Se observă că relația (5.18) face ca ecuația de echilibru axial la compresiune excentrică — cazul II — să reprezinte o ecuație de gradul doi în ξ. Dacă se face ipoteza că σ_a variază liniar și în intervalul $\xi_b \leqslant \xi \leqslant 0,8$ (fig. 5.18) atunci rezultă

$$\sigma_a = \frac{0,8 - \xi}{0,8 - \xi_b} R_a \tag{5.22}$$

și ecuația de echilibru axial devine o ecuație liniară în raport cu ξ. Relațiile (5.18) și (5.22) conduc la rezultate apropiate. Atunci cînd $\xi_b = 0,6$, relațiile (5.22) și (5.19) devin identice și reprezintă o linie dreaptă în fig. 5.22 pe tot intervalul $\xi_b \leqslant \xi \leqslant 1$, deci pe tot domeniul compresiunii excentrice — cazul II. Pentru $\xi_b \neq 0,6$, ecuația acestei linii drepte este dată de

$$\sigma_a = R_a\left(2\frac{1 - \xi}{1 - \xi_b} - 1\right) \tag{5.23}$$

Relația precedentă este cea mai simplă din punct de vedere al calculului practic și conduce la rezultate suficient de corecte.

Explicitînd valoarea lui R_a din expresia (5.10) și introducînd-o în relațiile (5.18) și (5.22), punînd $\varepsilon_{bu} = 3,5^0/_{00}$ și $E_a = 2,1 \cdot 10^5$ MPa, se obțin expresii ale efortului din armătura A_a care nu mai depind de marca oțelului:

$$\sigma_a(\text{în MPa}) = 735\frac{0,8 - \xi}{\xi} \leqslant R_a \tag{5.18 a}$$

și

$$\sigma_a(\text{în MPa}) = 735\frac{0,8 - \xi}{\xi_b} \leqslant R_a \tag{5.22 a}$$

Limitarea $\sigma_a \leqslant R_a$ este impusă de faptul că ξ_b în tabelul 5.1 reprezintă o aproximare a valorii rezultate din ecuația (5.10) sau (5.21).

În tabelul 5.5 se dau relațiile de calcul la starea limită de rezistență la compresiune excentrică — cazul II. Pentru efortul σ_a se indică relația (5.23) dar, bineînțeles, că se poate folosi oricare alta din relațiile prezentate mai înainte. Cu A_{bc} s-a notat aria zonei de beton comprimat și cu S_{bc} s-a notat momentul static al suprafeței A_{bc} în raport cu armătura A_a.

Pentru verificarea la starea limită de rezistență a unei secțiuni comprimate se poate folosi și relația

$$M_{cap} = M_b \frac{N_{0c} - N}{N_{0c} - N_b} \tag{5.24}$$

unde (vezi fig. 5.20) M_b și N_b sînt valorile N și M care corespund situației de balans cînd $x = x_b$ (vezi tabelul 5.3); N este forța axială pentru care se determină M_{cap}; N_{0c} forța axială capabilă la compresiune centrică, adică

$$N_{0c} = A_b R_c + (A_a' + A_a) R_a \tag{5.25}$$

iar A_b este aria secțiunii de beton.

Efortul capabil la compresiune centrică furnizat de expresia (5.25) trebuie interpretat numai ca o valoare de referință, asociată unei situații ideale de solicitare, in realitate neavînd corespondent fizic, ca urmare a prezenței, practic în toate cazurile, a unor excentricități accidentale, cuantificate conform prevederilor standardului prin excentricitatea adițională e_0 (vezi paragraful 5.2.2. c).

Relația (5.24) presupune, pe de o parte, variația liniară a curbei de interacțiune în domeniul compresiunii excentrice — cazul II —, ipoteză suficient de precisă pentru calculele practice, iar, pe de altă parte, $M_{cap} = 0$ la $N = N_{0c}$. Această ultimă ipoteză este strict adevărată numai dacă forța N

Tabelul 5.5. **Relații simplificate de calcul la starea limită de rezistență la compresiune excentrică — cazul II**

Forma secțiunii	Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate	Relații de calcul
Secțiune dreptunghiulară		$x_b < x \leq h$	$N = bxR_c + A'_aR_a - A_a\sigma_a$ $\sigma_a = R_a\left(2\dfrac{h_0 - x}{h_0 - x_b} - 1\right)$ $M_{cap} = bxR_c\left(h_0 - \dfrac{x}{2}\right) +$ $+ x' R_a h_a - N(h_0 - h_1)$
Secțiuni T, I sau asimilabile cu acestea			$N = A_{bc}R_c + A'_aR_a - A_a\sigma_a$ $\sigma_a = R_a\left(2\dfrac{h_0 - x}{h_0 - x_b} - 1\right)$ $M_{cap} = S_{bc}R_c + A'_aR_ah_a -$ $- N(h_0 - h_1)$

Obs. În expresia lui M_{cap}, S_{bc} **reprezintă** momentul static al zonei comprimate de beton în raport cu axul **armăturii din zona întinsă (sau mai puțin comprimată).**

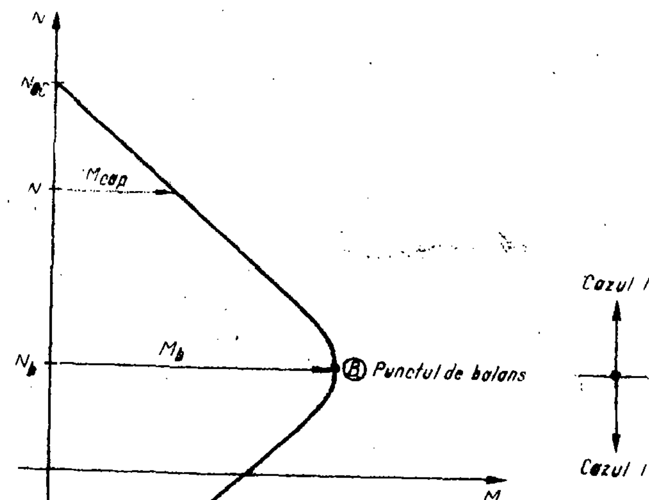


Fig. 5.20

acționează în centrul de greutate al secțiunii ideale, situație care se întîlnește de exemplu cînd secțiunea, inclusiv armarea acesteia prezintă simetrie față de axa pe care se proiectează vectorul moment.

Este interesant de remarcat că relația (5.24) este echivalentă cu ipoteza că momentul static S_{bc} al zonei de beton comprimat în raport cu armătura A_a este constant pentru toate distribuțiile de efort din domeniul compresiunii excentrice — cazul II — (fig. 5.17). După cum se știe această ipoteză a fost folosită în ediții anterioare ale prescripțiilor de proiectare din țara noastră.

e. **Întindere excentrică cu excentricitate mică.** În domeniul întinderii excentrice cu excentricitate mică (vezi fig. 5.10), întreaga secțiune este supusă la întindere. Betonul fiind considerat fisurat pe toată înălțimea secțiunii, rezistența secțională este asigurată în totalitate prin armături.

În cazul în care efortul secțional de întindere este aplicat în centrul de greutate al armăturilor A_a și A'_a (acest caz apare cel mai frecvent la secțiunile simetrice, armate simetric), curba limită de interacțiune se prezintă ca în fig. 5.21, *a*, starea limită de rezistența fiind asociată cu atingerea valorii R_a (inițierea curgerii) în armătura A_a, în care momentul încovoietor induce întindere.

Dacă efortul secțional de întindere nu se aplică în centrul de greutate al armăturilor A_a și A'_a atunci curba de interacțiune se prezintă ca în fig. 5.21 *b*, dacă $A_a(h_2 - a) > A'_a(h_a - a')$ sau ca în fig. 5.21 *c* dacă $A_a(h_2 - a) < A'_a(h_1 - a')$. Cu h_1 și h_2 s-au notat distanțele de la suportul forței de întindere la fibrele extreme ale secțiunii de beton.

Funcția de valorile relative ale efortului de întindere și momentului încovoietor (fig. 5.21, *d*) starea limită de rezistență este asociată cu curgerea fie a armăturii A_a fie a armăturii A'_a.

Pentru cazul din fig. 5.21, *b*, porțiunea rectilinie *CD* a curbei de interacțiune corespunzînd curgerii armăturii A_a are ecuația:

$$M_{1cap} = A_aR_ah_a - N(h_1 - a') \quad (5.26)$$

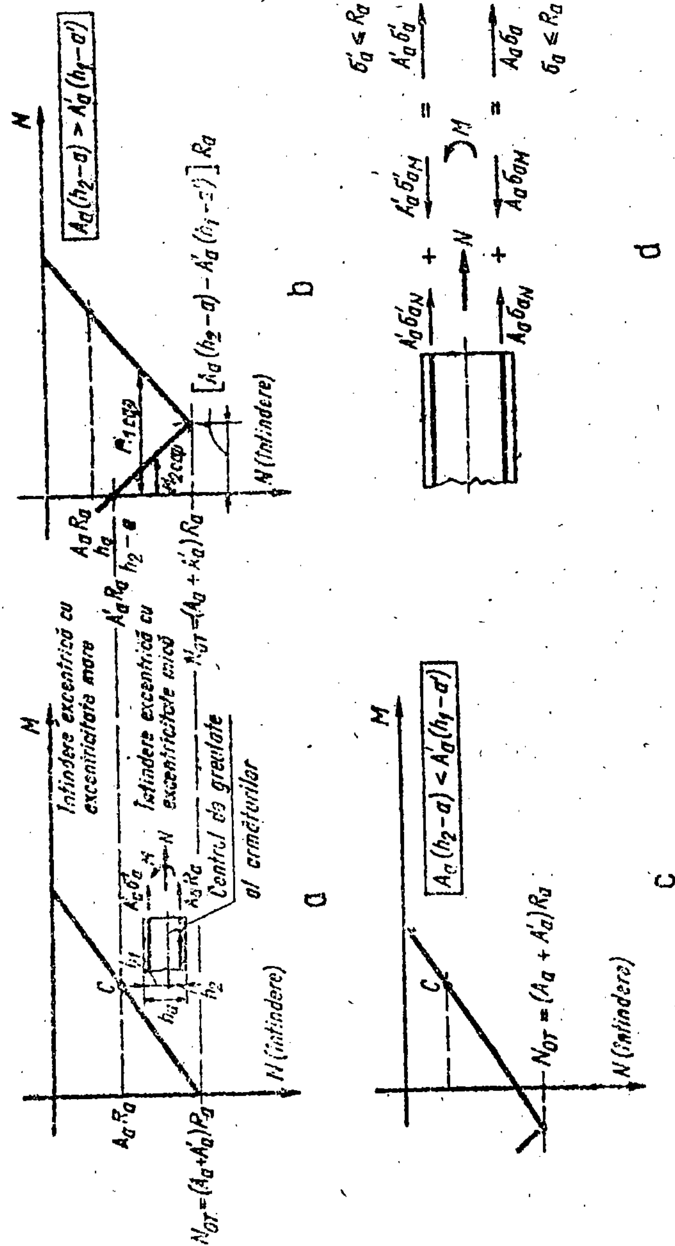


Fig. 5.21

iar porțiunea rectilinie DE, corespunzînd curgerii armăturii A'_a are ecuația

$$M_{2cap} = -A'_a R_a h_a + N(h_2 - a) \quad (5.27)$$

Punctul de la intersecția celor două drepte, reprezentînd cele două domenii distincte de comportare, are coordonatele $N_{OT} = (A_a + A'_a)R_a$ și $M = A_a(h_2 - a)\ R_a - A_a(h_1 - a')R_a$.

Rezultă că dacă diagrama de interacțiune are configurația din fig. 5.21 b pentru valori ale forței de întindere mai mari decît $N = A'_a R_a \dfrac{h_a}{h_2 - a}$ condiția de rezistență presupune că momentul M aplicat secțiunii satisface relația

$$M_{2cap} \leqslant M \leqslant M_{1cap} \quad (5.28)$$

Dacă $N < N_e = A_a R_a$ necesitatea verificării cu relația (5.28) se extinde și pe o anumită zonă a domeniului întinderii excentrice cu excentricitate mare. Dacă, de exemplu, $h_1 = 0{,}5\ h$ și $a' = a$, atunci această situație intervine dacă $A'_a < 0{,}5\ A_a$.

Relațiile de calcul la starea limită de rezistență la întindere excentrică cu excentricitate mică sînt grupate în tabelul 5.6. Ele nu depind, evident de forma secțiunii de beton.

Tabelul 5.6. **Relațiile simplificate de calcul la starea limită de rezistență la întindere excentrică cu excentricitate mică**

Distribuția de eforturi	Condiții de aplicabilitate	Relații de calcul
$A_a\sigma'_a$, M, N, $A_a\sigma_a$, h, h_a, a', a	$A_a(h_2 - a) = A'_a(h_1 - a)$	$M_{cap} = A_a R_a h_a - N(h_1 - a')$
	$A_a(h_2 - a) > A'_a(h_1 - a')$	$M_{2\,cap} \leqslant M \leqslant M_{1\,cap}$ unde: $M_{1\,cap} = A_a R_a h_a - N(h_1 - a)$ $M_{2\,cap} = N(h_2 - a) - A'_a R_a h_a$

f. Tabele de calcul la încovoiere simplă cu forță axială. Pentru calculul practic la încovoiere simplă cu forță axială, în Anexă (tabelele 9. A ... D, 10 A ... C și 11) se dau sub formă numerică curbele de interacțiune N-M_{cap}, pentru cîteva tipuri de secțiuni des întîlnite în practică: secțiuni dreptunghiulare simetric armate, secțiuni circulare și secțiuni inelare. Valorile din tabele sînt determinate cu ajutorul metodei generale de calcul.

Pentru *secțiunile dreptunghiulare*, tabelele conțin valorile adimensionale

$$m_{cap} = \frac{M_{cap}}{bh^2 R_c} \quad (5.29)$$

în funcție de parametrii adimensionali

$$n = \frac{N}{bhR_c}$$

$$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_c} = \frac{A'_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_c} \quad (5.30)$$

și $a/h = a'/h$.

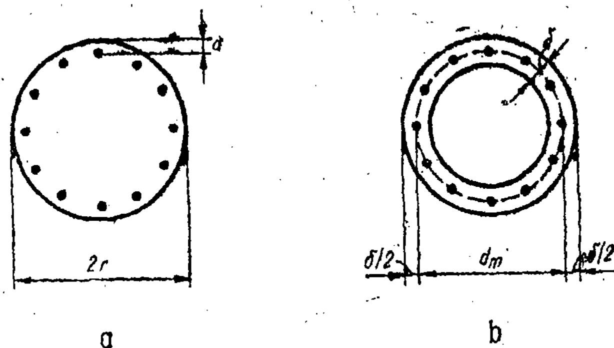


Fig. 5.22

Pentru *secțiunile circulare*, tabelele conțin valorile adimensionale (vezi fig. 5.22 *a*)

$$m_{cap} = \frac{M_{cap}}{2\pi r^3 R_c} \qquad (5.31)$$

în funcție de parametrii adimensionali

$$n = \frac{N}{\pi r^2 R_c}$$

$$\alpha = \frac{A_{aT} R_a}{\pi r^2 R_c} \qquad (5.32)$$

și a/h, unde A_{aT} este armătura totală pe secțiune, presupusă, distribuită pe perimetrul de rază $r - a$.

Pentru *secțiunile inelare*, tabelele conțin valorile adimensionale (vezi fig. 5.22, *b*).

$$m_{cap} = \frac{M_{cap}}{t d_m^2 \delta R_c} \qquad (5.33)$$

în funcție de parametrii adimensionali

$$n = \frac{N}{\pi d_m \delta R_c}$$

$$\alpha = \frac{A_{aT} R_a}{\pi d_m \delta R_c} \qquad (5.34)$$

unde A_{aT} este armătura totală pe secțiune, presupusă distribuită pe perimetrul de diametru d_m. Tabelele pentru secțiuni inelare sînt valabile pentru $\delta/d_m = 0{,}025 \ldots 0{,}2$, domeniu în care acest parametru nu influențează sensibil relația $m_{cap} - n$.

Armătura A_{aT} poate fi considerată distribuită pe conturul circular atît la secțiunile circulare cît și la secțiunile inelare dacă numărul barelor pe secțiune este mai mare sau egal cu 6.

Toate tabelele conțin și cazul $\alpha = 0$ care corespunde secțiunii din beton simplu. Se reamintește că pentru secțiunile de beton simplu solicitate la com-

presiune excentrică cu excentricitate medie (vezi cap. 4), standardul prevede condiții mai acoperitoare decît cele asociate metodei generale de calcul aplicate secțiunilor de beton simplu.

Relația între momentul încovoietor capabil, M_{cap} și momentul încovoietor pe secțiune, M, este dată de relația (5.17).

Tabelele se pot folosi atît la *verificare*, cînd se cunosc n și α și se determină m_{cap}, cît și la *dimensionare*, cînd se cunosc n și m și se determină α.

Pentru cazul secțiunilor dreptunghiulare simetric armate, metoda simplificată de calcul prezentată în acest capitol conduce la rezultate practice egale cu cele din tabelele 9A, 9B, 9C și 9D din Anexă.

În acest capitol nu a fost discutată aplicarea metodei simplificate de calcul la secțiuni circulare și inelare, așa cum s-a procedat în edițiile anterioare ale îndrumătorului întrucît tabelele 10A, 10B și 10C și, respectiv, 11 din anexă acoperă toate situațiile care pot apărea în practică pentru aceste tipuri de secțiuni, eliminîndu-se astfel necesitatea folosirii metodei simplificate de calcul.

Este de menționat de asemenea, că tabelele din Anexă au fost stabilite considerînd valoarea $\varepsilon_{bu} = 3{,}5^0/_{00}$ atît pentru secțiunea dreptunghiulară cît și pentru secțiunea circulară. Pentru secțiunea inelară, însă, s-a considerat cea mai dezavantajoasă dintre situațiile în care $\varepsilon_{bu} = 3{,}5\permil$ la fibra extremă a secțiunii și $\varepsilon_{bu} = 2^0/_{00}$ la fibra extremă a cercului median (de diametru d_m). Ultima dintre aceste două situații a fost hotărîtoare în toate cazurile în care înălțimea x a zonei comprimate este mai mare decît 1,17 ori grosimea δ a peretelui. Într-un asemenea caz, la o secțiune inelară de diametru relativ mare în raport cu grosimea peretelui cum este de exemplu secțiunea transversală a unui castel de apă sau a unui coș de fum deformarea laterală a zonei comprimate nu poate fi împiedicată de zona întinsă și este normal deci ca $\varepsilon_{bu} \simeq \varepsilon_{bo}$. În cazul unei secțiuni inelare de diametru mic, cum ar fi de exemplu la un stîlp centrifugat, ipoteza suplimentară $\varepsilon_{bu} = 2^0/_{00}$ conduce la rezultate acoperitoare cu pînă la 10%. Asemenea secțiuni se întîlnesc totuși rar în practica curentă.

5.2.3. Efectul armăturii intermediare

Relațiile de calcul prezentate în § 5.2.2 neglijează efectul eventualelor armături dispuse intermediar între armăturile A_a și A'_a de la capetele secțiunii (armăturile A_{ai} din fig. 5.7). Evident, armăturile intermediare sporesc capacitatea portantă a secțiunii de beton și în unele cazuri acest spor poate fi semnificativ (vezi fig. 5.23).

O metodă simplificată de evaluare a efectului armăturilor intermediare este prevăzută, pentru prima dată în țara noastră, în STAS 10107/0—90. Astfel, pentru efortul într-o armătură intermediară a unei secțiuni de formă dreptunghiulară se consideră relațiile

$$\frac{\sigma_{ai}}{R_a} = \frac{\xi_b}{\xi} \cdot \frac{0{,}8\,\chi_i - \xi}{0{,}8 - \xi_b} \qquad (5.35)$$

cînd $\xi \leq 0{,}8$ și

$$\frac{\sigma_{ai}}{R_a} = \frac{\xi_b}{0{,}8 - \xi_b}\left[2{,}15\xi - 2{,}72 + 3\,\chi_i(1 - \xi)\right] \qquad (5.36)$$

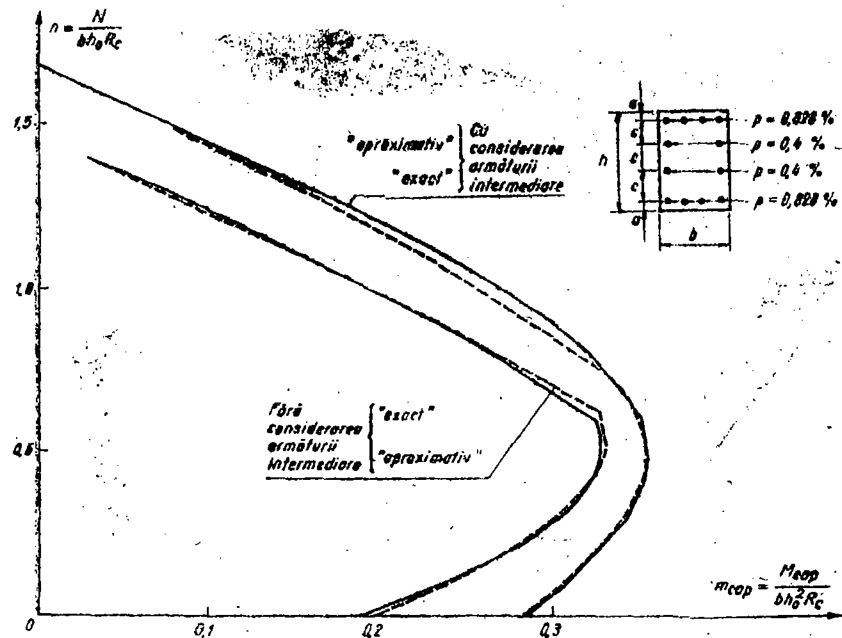


Fig. 2.53. Sporul de capacitate portantă datorat armăturilor intermediare la secţiuni comprimate excentric. Diferenţele între rezultatele obţinute prin aplicarea metodei generale şi a metodei aproximative de calcul. Date de calcul: $R_b = 12$ MPa, $R_a = 290$ MPa, $\frac{a}{h_0} = 0,05$.

cind $\xi > 0,8$. În relaţiile precedente

$$\chi_i = \frac{h_i}{h_0} \tag{5.37}$$

unde h_i este distanţa armăturii intermediare A_{ai} faţă de marginea secţiunii comprimate de M, iar ξ şi ξ_b sînt definite în relaţiile (5.9) şi (5.10). S-a considerat compresiunea negativă şi întinderea pozitivă. Evident trebuie ca

$$-1 \leqslant \frac{\sigma_{ai}}{R_a} \leqslant 1 \tag{5.38}$$

Relaţia (5.35) se deduce similar relaţiei (5.18). Pe baza distribuţiei deformaţiilor ε pe secţiune asociate ipotezei secţiunilor plane (fig. 5.24), valabilă cînd $x \leqslant h$ şi deci $\xi \leqslant 0,8$ ţinînd seama de relaţiile (5.7) şi (5.21) se obţine

$$\varepsilon_{ai} = \varepsilon_{bu} \frac{h_i - x}{x} = \varepsilon_{bu} \frac{0,8\,\chi_i - \xi}{\xi} \tag{5.39}$$

şi

$$\sigma_{ai} = E_a \varepsilon_{ai} = R_a \frac{\xi_b}{\xi} \frac{0,8\,\chi_i - \xi}{0,8 - \xi_b}$$

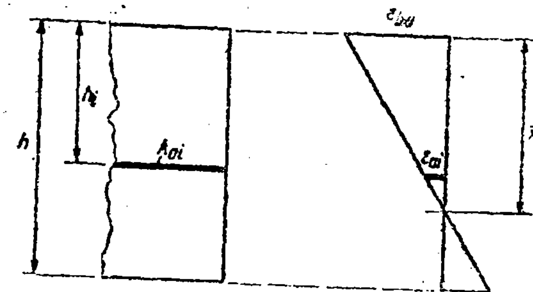


Fig. 5.24

Evident, relaţia (5.35) se reduce la relaţia (5.18) atunci cînd $\chi_i = 1$, deci cînd armăturile A_{ai} şi A_a coincid. Similar relaţiei (5.18 *a*) se poate scrie

$$\sigma_{ai} = 735\,\frac{0,8\,\chi_i - \xi}{\xi} \tag{5.35 a}$$

unde σ_{ai} rezultă în MPa.

Relaţia (5.36) rezultă pe baza distribuţiei deformaţiilor pe secţiune din fig. 5.25, valabilă cînd $x > h$ şi deci cînd $\xi > 0,8$. Ţinînd seama de valoarea ε_{blim} din fig. 5.8 se obţine

$$\sigma_{ai} = E_a \varepsilon_{ai} = -E_a \varepsilon_{bo} \frac{x - h_i}{x - h_0(1 - \varepsilon_{b0}/\varepsilon_{bu})} \tag{5.41}$$

Dacă în relaţia precedentă se aproximează

$$Z = \frac{x - h_i}{x - h_0(1 - \varepsilon_{b0}/\varepsilon_{bu})} \tag{5.42}$$

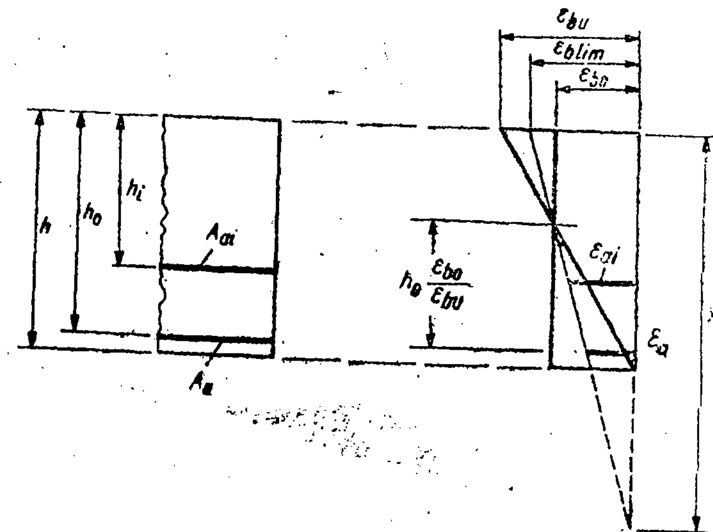


Fig. 5.25

cu o funcţie liniară de ξ în intervalul $0,8 \leqslant \xi \leqslant 1 (h_0 \leqslant x \leqslant \infty)$, se obţine,

$$Z = 5\xi\left[1 - (1 - \chi_t)\frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{b0}}\right] + 5(1 - \chi_t)\frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{b0}} - 4 =$$

$$= 5\xi - 4 + 5(1 - \chi_t)(1 - \xi)\frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{b0}} \qquad (5.43)$$

Cu aceasta şi cu relaţia (5.21) se obţine

$$\sigma_{at} = R_a \frac{\xi_b}{0,8 - \xi_b}\left[\frac{\varepsilon_{b0}}{\varepsilon_{bu}}(5\xi - 4) + 5(1 - \chi_t)(1 - \xi)\right]$$

ceea ce cu $\varepsilon_{b0}/\varepsilon_{bu} = 0,002/0,0035$ conduce la relaţia (5.36). Dacă se înlocuieşte $E_a\varepsilon_{bu} = 735$ în relaţia (5.21) se obţine:

$$\sigma_{at} = -735\left[\frac{\varepsilon_{b0}}{\varepsilon_{bu}}(5\xi - 4) + 5(1 - \chi_t)(1 - \xi)\right]$$

şi, deci, la

$$\sigma_{at} = 735[2,15\,\xi - 2,72 + 5\chi_t(1 - \xi)] \qquad (5.36\text{ a})$$

unde σ_{at} este exprimat în MPa.

Din examinarea diagramelor din fig. 5.23 rezultă că metoda simplificată oferă rezultate cu totul satisfăcătoare prin apropierea de cele obţinute, prin utilizarea metodei generale, mai riguroase.

5.2.4. Efectul zvelteţei la elemente comprimate excentric

a. Generalităţi. Prin elemente zvelte se înţeleg elementele la care efectele de ordinul II (diferenţele între momentele încovoietoare rezultate dintr-un calcul de ordinul II al structurii şi cele dintr-un calcul de ordinul I) sînt semnificative şi nu pot fi neglijate în calcul.

Pentru un stîlp în consolă (încastrat la bază şi liber la extremitatea superioară) ca în fig. 5.26, solicitat la compresiune excentrică, momentul încovoietor total la bază este:

— în calculul de ordinul I

$$M_{\rm I} = Hl$$

— în calculul de ordinul II

$$M_{\rm II} = M_{\rm I} + \Delta M = Hl + N\Delta \qquad (5.44)$$

Efectul de ordinul II $\Delta M = N\Delta$ este proporţional cu efortul axial N şi cu săgeata Δ, deci cu flexibilitatea (zvelteţea) stîlpului. În calculele practice, zvelteţea stîlpilor din beton armat cu secţiune dreptunghiulară este caracterizată prin *coeficientul de zvelteţe convenţional* $\lambda = l_{fl}/h$, unde: l este lungimea de flambaj; h — latura secţiunii transversale după direcţia de acţiune a momentului încovoietor, în ipoteza de încărcare considerată.

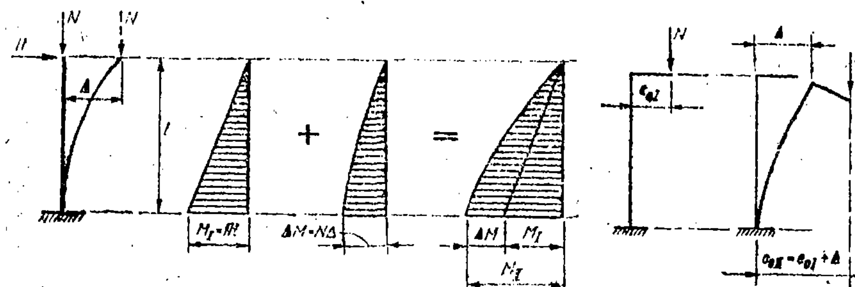


Fig. 5.26 Fig. 5.27

Faţă de coeficientul de zvelteţe teoretic $\lambda_0 = l_{fl}/i$ (i — raza de inerţie a secţiunii transversale), λ se găseşte în raportul:

$$\lambda = \lambda_0 \frac{i}{h} \simeq \lambda_0 \frac{0,29\,h}{h} = 0,29\,\lambda_0$$

Cercetările experimentale din perioada postbelică [20], [25], [50] (vezi şi [7]) au arătat că influenţa efectelor de ordinul II şi modul de cedare variază în funcţie de λ, în felul următor:

Încărcînd un stîlp de beton armat ca în fig. 5.27, *a*, cu o forţă verticală N aplicată la capătul unei console şi mărind progresiv încărcarea pînă la cedare, momentul încovoietor maxim la bază creşte în modul arătat în fig. 5.28 şi anume:

1. La valori reduse ale coeficientului de zvelteţe ($\lambda < 10$), efectele de ordinul II sînt practic neglijabile. Momentele încovoietoare cresc proporţional cu efortul axial pînă la cedare, astfel încît curba $M = f(N)$ este o dreaptă [în fig. 5.28, dreapta (1)]. Cedarea se produce la intersecţia A_1 a acestei drepte cu curba limită de interacţiune N-M, la o valoare $N_{cap(1)}$ a efortului axial. Stîlpii din această categorie sînt denumiţi ***stîlpi nezvelţi***.

2. La valori $10 < \lambda \leqslant 30$, efectele de ordinul II nu mai pot fi neglijate în calcul. Cu cît N creşte, relaţia $M_{\rm II} = f(N)$ se depărtează de la forma liniară, ajungîndu-se la curbe de forma notată în figură cu (2). Cu cît λ este mai mare,

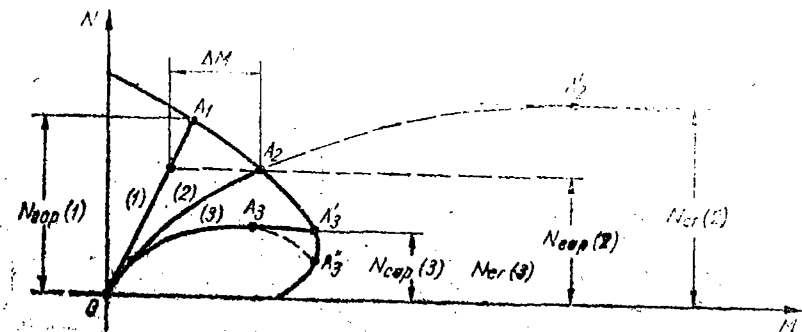


Fig. 5.28

cu atît curba (2) se depărtează mai mult de dreapta (1). Cedarea se produce la intersecţia A_2 a curbei (2) cu curba limită de interacţiune, la o mărime a efortului axial $N_{cap(2)} < N_{cap(1)}$.

Faptul că ruperea se produce, ca şi în cazul (1), la atingerea curbei limită de interacţiune, denotă că şi în acest caz este vorba tot de o *cedare prin atingerea stării limită de rezistenţă şi nu printr-o pierdere a stabilităţii (flambaj)*. Stîlpii din această categorie poartă denumirea de ***stîlpi zvelţi***.

Pentru stîlpii zvelţi este deci de subliniat că efectul zvelteţei trebuie luat în considerare în calcul printr-o majorare a momentului încovoietor cu o cantitate $\Delta M = N\Delta$ şi nu printr-un coeficient de flambaj care să afecteze efortul axial de compresiune, cum se obişnuia să se procedeze în prescripţiile mai vechi. Acest mod de calcul a fost adoptat în normele sovietice încă din perioada interbelică, pe baza cercetărilor teoretico-experimentale ale lui M. S. Borişanski din 1938, iar astăzi este acceptat în aproape toate prescripţiile naţionale, precum şi în cele cu caracter internaţional, cum este codul model al C.E.B. În ţara noastră, precizări importante cu privire la corelarea cu calculul de ansamblu al structurii au fost aduse succesiv în ediţiile din 1976 şi 1989 ale STAS 10 107/0, pe baza studiilor efectuate la Institutul de Construcţii Bucureşti [4; 7].

3. La valori $\lambda < 30$, cedarea se poate produce prin pierderea stabilităţii (flambaj), adică forţa critică de flambaj poate fi atinsă înainte de a se ajunge la starea limită de rezistenţă. Dacă efortul axial de compresiune atinge valoarea critică, atunci curba $M_{II} = f(N)$ ia forma (3) din fig. 5.28, ajungînd orizontală într-un punct A_3, înainte de atingerea curbei limită de interacţiune. De la acest punct înainte, deformaţiile cresc îndefinit pentru $N = const.$, ceea ce corespunde definiţiei fenomenului de flambaj. Curba limită de interacţiune este atinsă ulterior prin orizontala $A_3 - A'_3$ (după unele cercetări rezultă că poate interveni chiar o ramură coboritoare $A_3 - A''_3$). Mărimea efortului axial la care se produse cedarea este $N_{cap(3)} = N_{cr(3)}$ (forţa capabilă este în acest caz egală cu cea critică de pierdere a stabilităţii). Stîlpii din categoria $\lambda < 30$ sînt denumiţi *foarte zvelţi* şi intervin rar în structurile construcţiilor civile şi industriale.

În fig. 5.29 este arătată sub altă formă [7] dependenţa între N_{cap} şi λ, pentru stîlpii din beton armat.

b. **Coeficientul η de majorare a momentului încovoietor.** Ponderea cu care intervine în calcul influenţa zvelteţei stîlpilor se măsoară prin valoarea coeficientului $\eta = M_{II}/M_I$.

Pentru un stîlp izolat, la care lungimea de flambaj este cunoscută, coeficientul η se poate calcula cu suficientă exactitate cu ajutorul formulei lui *Perry — Timoshenko*:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} \tag{5.45}$$

unde:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_{fl}^2} \tag{5.46}$$

Formula (5.45) este riguros valabilă numai în cazurile cînd diagramele de momente M_I şi ΔM sînt afine, ceea ce pentru un stîlp încastrat la bază şi cu extremitatea superioară liber deplasabilă intervine numai cînd încărcarea laterală este distribuită sinusoidal pe înălţimea stîlpului. În lucrarea [7],

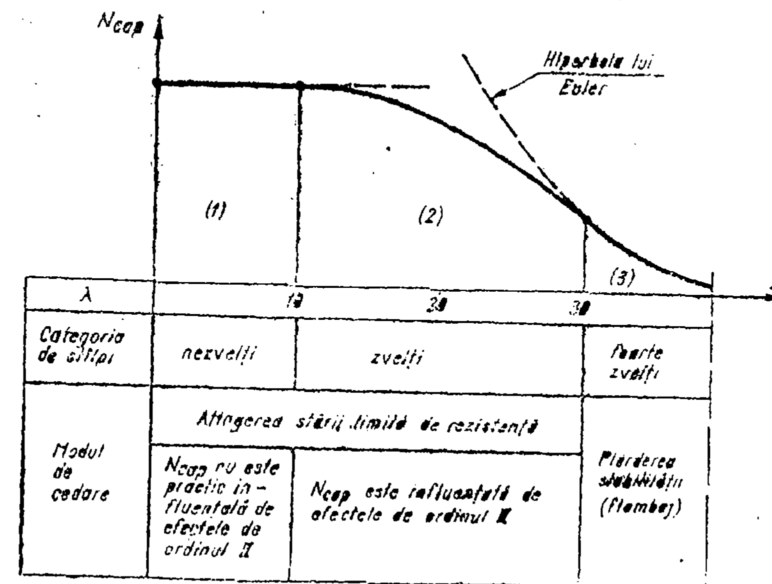


Fig. 5.29

la pag. 37—38, sînt date expresiile coeficientului η şi pentru alte tipuri de încărcări. Faţă de acestea, formula (5.45) dă totuşi diferenţe suficient de mici pentru a putea fi aplicată pentru orice tip de încărcare.

În cazul stîlpilor zvelţi ($10 < \lambda \leqslant 30$), la care fenomenul de flambaj nu intervine înainte de atingerea stării limită de rezistenţă, forţa critică determinată cu formula (5.46) este mai mare decît N_{cap}, astfel că are numai o semnificaţie teoretică, neputînd fi atinsă efectiv. În reprezentarea din fig. 5.28, curba (2) atinge deci $N_{cr(2)}$ în afara curbei limită de interacţiune (porţiunea punctată din prelungirea curbei (2) dincolo de A_2 devine orizontală în A'_2). Rezultă că în domeniul (2) forţa critică determinată cu formula (5.46) reprezintă numai un parametru pentru trasarea curbei (2), în vederea determinării punctului A_2, respectiv pentru calculul lui η cu formula (5.45). Astfel se explică faptul că într-un calcul în care flambajul nu intervine efectiv, se utilizează totuşi noţiuni ca „lungimea de flambaj" şi „forţa critică" [7].

Pentru *stîlpii făcînd parte dintr-o structură*, formula lui *Perry-Timoshenko* devine aproximativă, întrucît noţiunea de lungime de flambaj îşi pierde semnificaţia fizică directă pe care o are în cazul unui stîlp izolat şi nu se mai poate vorbi decît de valori convenţionale stabilite prin apreciere sau prin comparaţie cu un calcul de ordinul II al structurii în ansamblu.

În [123] se recomandă ca secţiunile de beton ale stîlpilor să fie astfel dimensionate încît valoarea coeficientului η să se înscrie în domeniul $\eta \leqslant 1,5$. La valori mai mari, se intră într-un domeniu în care efectele de ordinul II fluctuează sensibil în funcţie de ipotezele admise în calcul, astfel că siguranţa elementului este mai greu de stăpînit prin calculele obişnuite. Dimensionări cu $\eta > 1,5$ devin totodată oneroase şi sub aspectul consumului de armătură.

La structurile clădirilor în cadre etajate, rigidizate sau nu prin diafragme, valorile care se obţin pentru η se înscriu de regulă în domeniul $\eta = 1,05$ ...

1,10, nedepăşind $\eta = 1,2$ decît în cazuri rare, la construcţii de tipuri speciale, cu etaje înalte. La structurile prefabricate ale clădirilor parter de tip hală, cu grinzile principale de acoperiş concepute ca articulate pe stîlpi, lungimile de flambaj ale stîlpilor rezultă mai mari, astfel că se poate ajunge la $1,2 < \eta \leqslant \leqslant 1,5$. Cercetări mai recente au arătat însă că şi la asemenea construcţii, dacă sînt proiectate pentru grade de protecţie antiseismică $\geqslant 7$, condiţiile de ductilitate pot conduce la o mărire a secţiunilor stîlpilor, astfel că în cele mai multe cazuri rămîn tot în domeniul $\eta \leqslant 1,2$.

În funcţie de ponderea efectelor de ordinul II, respectiv de mărimea prezumată a coeficientului η, în [123] (v. şi [7]) se dau următoarele indicaţii cu privire la procedeele de calcul:

— Pentru $\eta \leqslant 1,2$ se admite să se efectueze numai un calcul obişnuit de ordinul I al structurii, iar momentele M_I astfel obţinute să fie majorate cu coeficienţii η calculaţi cu expresia (5.45) în care N_{cr} se determină cu formula (5.46), adoptîndu-se pentru lungimile de flambaj valori apreciate în funcţie de natura legăturilor stîlpului la capete. Date detaliate cu privire la modul de apreciere a lungimilor de flambaj ale stîlpilor, pentru diferite tipuri uzuale de structuri, sînt cuprinse în lucrarea 7, sub capitolul 3.3. Procedeul este denumit „metoda A".

— Pentru $1,2 < \eta \leqslant 1,5$ se cere să se efectueze un calcul de ordinul II al structurii, în care se admite să se considere în mod simplificat pentru fiecare element modulul de rigiditate EI constant, independent de starea de solicitare („metoda B"). În lucrarea 7 sînt expuse şi exemplificate numeric, pentru diverse tipuri de structuri procedee de calcul pe aceste baze, compatibile cu un calcul manual fără dificultăţi deosebite.

— În cazurile speciale cînd nu se poate evita $\eta > 1,5$, se cere un calcul de ordinul II mai aprofundat al structurii, ţinînd seama şi de variaţia modulului de rigiditate EI în funcţie de starea de solicitare, adică luînd în considerare atît neliniaritatea geometrică (efectele de ordinul II) cît şi cea fizică (EI variabil). Un astfel de calcul („metoda C") nu se poate efectua decît cu ajutorul unor programe adecvate de calcul automat. Utilizarea metodei C reprezintă totodată şi un instrument de cercetare pentru analiza unor construcţii sau situaţii de solicitare speciale, precum şi pentru fundamentarea ipotezelor simplificatoare admise în primele două metode.

c. **Modulul de rigiditate EI în calculul prin metodele A şi B.** Din fig. 5.28 se vede că efectele de ordinul II se accentuează pe măsură ce elementul se apropie de stadiul de cedare. În consecinţă, pentru determinarea influenţei lor asupra capacităţii portante a unui stîlp interesează caracteristicile de deformaţie din vecinătatea ruperii. De aceea, în metodele simplificate (A şi B) în care modulul de rigiditate EI se ia constant, el trebuie introdus în calcul cu mărimea corespunzătoare stadiului de cedare, pentru care în prescripţiile din diferite ţări se dau formule empirice [61; 62; 104; 121]. În STAS 10 107/0-90 este dată expresia:

$$EI = E_b I_b \frac{0,15(1 + \sqrt{p(total)})}{1 + \frac{M_{ld}}{M}} \tag{5.47}$$

în care: I_b este momentul de inerţie al secţiunii brute de beton; E_b — modulul de elasticitate al betonului; $p(total)$ — procentul total de armare din secţiunea stîlpului; M_{ld} — momentul încovoietor din încărcările de lungă durată care produc stîlpului o deformată în acelaşi sens cu cea determinantă pentru efectele de ordinul II; M — momentul încovoietor total.

În cazurile curente se poate lua preliminar $EI \simeq 0,3\, E_b I_b$.

Numitorul expresiei (5.47), care introduce influenţa deformaţiilor de curgere lentă ale betonului asupra efectelor de ordinul II este preluat după prescripţiile din S.U.A. [104] şi sovietice [121]. Privitor la fundamentarea lui, vezi [50, 7].

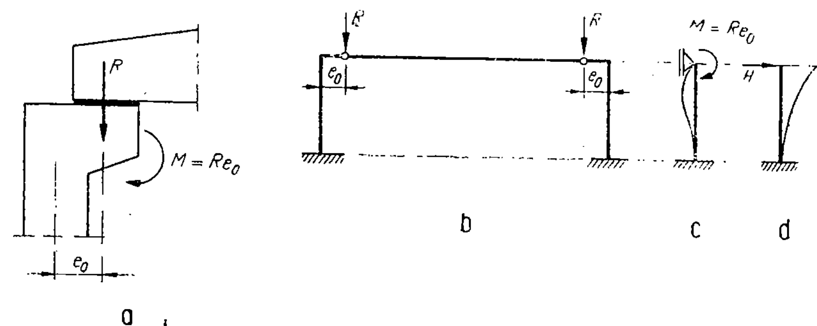


Fig. 5.30

În ceea ce priveşte definiţia dată momentului M_{ld}, un exemplu edificator este cel din fig. 5.30, al unei structuri prefabricate pentru o hală industrială parter la care încărcările verticale transmise stîlpilor de grinda principală a acoperişului se aplică excentric. Încărcarea R este verticală şi deci momentele $M = Re_0$ transmise stîlpilor cuprind şi fracţiuni de lungă durată, dar în virtutea simetriei structurii ele nu generează deplasări laterale ale nodurilor şi în consecinţă deformanta pe care o produc unui stîlp diferă ca formă de cea generată de forţele orizontale, care este determinantă pentru efectele de ordinul II. Din fig. 5.30, *c* şi *d* se vede că în secţiunea de la baza stîlpului, unde excentricitatea suplimentară din efectele de ordinul II sub acţiunea încărcărilor orizontale este maximă, cea produsă de momentele $M = Re_0$ este nulă. Efectul ei se resimte numai în zona mijlocului înălţimii stîlpului, unde în schimb momentul din încărcările orizontale are o valoare mult mai mică.

De aceea, momentele datorită excentricităţilor e_0 ale încărcărilor verticale transmise de grinzile principale nu se includ în M_{ld} de la numitorul expresiei (5.47).

d. **Influenţa flexibilităţii stîlpilor asupra comportării construcţiilor la acţiuni seismice.** La construcţiile solicitate de cutremure puternice şi la care stîlpii participă la preluarea forţelor orizontale seismice, o flexibilitate prea mare a stîlpilor afectează în sens defavorabil capacitatea structurii de a absorbi şi disipa energia indusă de cutremure. Limitarea deplasărilor relative de nivel la clădirile etajate în cadre este motivată şi de acest aspect.

5.2.5. Starea limită de rezistență la încovoiere oblică, cu sau fără efort axial

a. **Modul de stabilire a notațiilor.** În cazul general al unui element din beton armat solicitat la efort normal cu excentricitate oblică, într-o secțiune transversală avînd axele principale *ox*, *oy* (fig. 5.31, *a*) acționează:

— efortul normal N;

— momentul $M_x = Ne_{ox}$, corespunzător componentei după direcția *ox* a excentricității oblice e_0;

— momentul $M_y = Ne_{oy}$, corespunzător componentei după direcția *oy* a excentricității oblice e_0.

Notațiile M_x, M_y sînt deci corelate cu direcțiile excentricităților e_{ox}, e_{oy} și nu cu direcțiile vectorilor-moment, ceea ce prezintă avantajul practic că se folosesc aceeași indici pentru momente și pentru excentricitățile pe care le generează.

Armăturile au fost notate ca în fig. 5.31, *b*, corespunzător momentelor M_x, M_y, astfel ca de exemplu pentru $M_y = 0$, A_{ax} să reprezinte armarea pentru momentul M_x.

b. **Suprafața limită de interacțiune.** În sistemul de axe $N - M_x - M$, relația $N - M_{cap(x)} - M_{cap(y)}$ se reprezintă printr-o suprafață limită de interacțiune ca în fig. 5.32. Intersecțiile acestei suprafețe cu planele NOM_x NOM_y sînt curbele limită de interacțiune $N - M_{cap(x)}$ (cînd $M_y = 0$), respectiv $N - M_{cap(y)}$ (cînd $M_x = 0$). Unei valori date a efortului normal N îi corespunde planul hașurat din figură, paralel cu planul M_xOM_y și a cărui intersecție cu suprafața limită de interacțiune este curba din fig. 5.32, *b*.

c. **Procedee de calcul admise de STAS 10107/0-90.** Ca metodă de bază pentru calculul la încovoiere oblică, cu sau fără efort axial, în STAS 10 107/0-90 este prevăzută metoda „exactă", bazată pe luarea în considerare simultană a condițiilor statice, geometrice și fizice, exprimate în raport cu axa neutră oblică. Calculul pe aceste baze nu poate fi efectuat decît cu ajutorul unor programe de calcul automat sau prin folosirea unor abace [48; 91] care oricum nu pot acoperi toate cazurile ce intervin în practică.

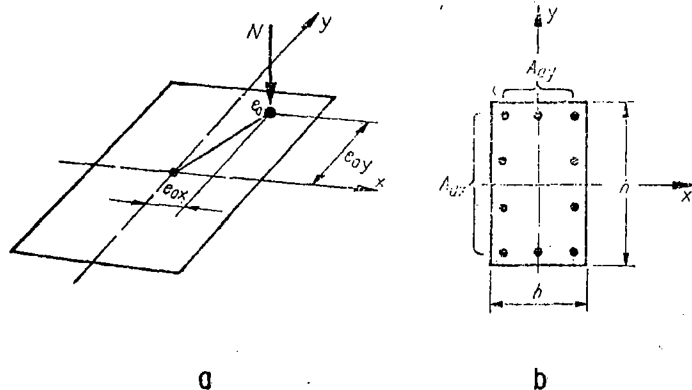


Fig. 5.31

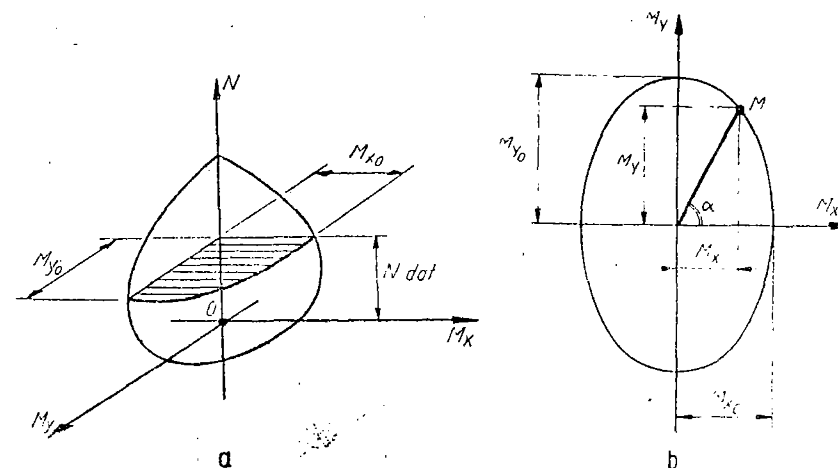


Fig. 5.32

De aceea, standardul permite și utilizarea de procedee simplificate, compatibile cu un calcul manual, în măsura în care aceste procedee sînt fundamentate în mod corespunzător prin studii parametrice în comparație cu calculul riguros. Cu titlu exemplificativ, în anexa B la standard este dată metoda denumită „a elipsei" [112; 8; 29] pentru care în prezentul îndrumător sînt date schemele logice 4.0—4.4.

S-a renunțat la utilizarea formulei lui *Nikitin*, admisă în edițiile anterioare ale standardului, care s-a dovedit nesatisfăcătoare sub mai multe aspecte, între care următoarele:

— nu se poate racorda la cazul încovoierii oblice fără efort axial;

— relațiile de calcul nu prezintă o semnificație fizică directă și ușor de urmărit;

— nu ține seama de modul diferit în care trebuie să se pună condiția de rezistență în cele două cazuri de compresiune excentrică: în cazul I, în care efortul axial de compresiune are un efect favorabil asupra capacității portante, condiția ar trebui pusă sub forma $N \geq N_{cap}$, în timp ce în cazul II de compresiune excentrică se pune invers, sub forma $N \leq N_{cap}$;

— nu permite efectuarea de verificări de tipul $M \leq M_{cap}$, pentru N dat, care interesează în primul rînd la stîlpii structurilor supuse la solicitări seismice.

Metoda „elipsei" constă în aproximarea curbei de interacțiune $M_{cap(x)} - M_{cap(y)}$ pentru N dat (fig. 5.33) printr-o elipsă de gradul β, în care β se situează în domeniul $1,3 \leq \beta \leq 2$:

$$\left(\frac{\overline{M}_x}{M_{xo}}\right)^{\beta} + \left(\frac{\overline{M}_y}{M_{yo}}\right)^{\beta} = 1 \qquad (5.48)$$

unde: M este momentul încovoietor, capabil acționînd într-un plan oblic OM, înclinat cu unghiul α față de axa *ox* a secțiunii; $\overline{M}_x$, $\overline{M}_y$ — componentele momentului $\overline{M}$ în planurile *ox*, *oy*, definite în modul arătat mai înainte;

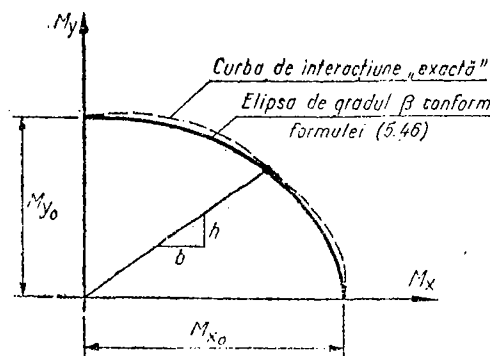


Fig. 5.33

M_{x_0} — momentul capabil, pentru N dat, în situaţia $M_y = 0$; M_{y_0} — idem, în situaţia $M_x = 0$.

Formula (5.48) este preluată după normele britanice [112] însă valorile exponentului β au fost stabilite pe baza unor ample experimentări numerice elaborate la Institutul de Construcţii Bucureşti [8; 29] şi sînt date în tabelul 12.A.

Din aceste studii a rezultat că principalii parametri de care depinde β sînt: nivelul de solicitare axială caracterizat prin coeficientul adimensional $n = N/bhR_c$ şi modul de dispunere a barelor de armătură în secţiune, în timp ce procentul de armare are o influenţă mult mai redusă. S-au luat ca bază valori $n = 0,1 \dots 0,8$ şi trei tipuri de distribuţie a armăturilor:

(A) 4 bare, dispuse la cele 4 colţuri ale secţiunii;

(B) mai multe bare pe fiecare latură, cu $A_{ax} = A_{ay}$;

(C) idem, cu $A_{ay} = (1,5 \dots 2)A_{ax}$.

Valorile exponentului β au fost determinate punîndu-se condiţia ca pentru „oblicitate maximă" a planului de acţiune al momentului (după diagonala secţiunii) rezultatele calculului după metoda elipsei să coincidă cu cele după metoda riguroasă (fig. 5.33). În tabelele care urmează se dau exemplificativ valorile astfel stabilite pentru β în cazurile de armare (B) şi (C) şi valorile rotunjite corespunzătoare adoptate în tabelul 12.A.

Pentru verificarea secţiunilor şi pentru dimensionarea armăturilor egalitatea (5.48) se aplică sub forma inegalităţii:

$$\left(\frac{M_x}{M_{x0}}\right)^{\beta} + \left(\frac{M_y}{M_{y0}}\right)^{\beta} \leqslant 1 \tag{5.49}$$

Tabelul 5.7. **Tipul de armare (B):**

$\frac{p(\text{total})}{100} \frac{R_a}{R_c}$	Valorile β pentru n =							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
0,1	2,11	1,81	1,65	1,55	1,48	1,52	1,61	1,72
0,2	1,93	1,73	1,59	1,52	1,47	1,48	1,58	1,67
0,3	1,77	1,68	1,55	1,50	1,46	1,44	1,55	1,64
0,4	1,71	1,66	1,52	1,49	1,46	1,40	1,53	1,61
0,5	1,68	1,64	1,50	1,49	1,47	1,40	1,50	1,59
0,6	1,66	1,62	1,49	1,48	1,48	1,41	1,48	1,57
0,7	1,65	1,60	1,48	1,48	1,48	1,42	1,45	1,55
0,8	1,64	1,58	1,47	1,48	1,48	1,43	1,43	1,53
Valorile date în tabelul 12 A	1,70	1,60	**1,55**	1,50	**1,45**	**1,45**	**1,50**	**1,60**

Tabelul 5.8. **Tipul de armare (C)**

$\frac{p(\text{total})}{100} \frac{R_a}{R_c}$	Valorile β pentru n =							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
0,1	2,17	1,79	1,58	1,51	1,45	1,52	1,62	1,76
0,2	1,93	1,70	1,50	1,44	1,40	1,48	1,60	1,72
0,3	1,86	1,62	1,44	1,41	1,38	1,43	1,58	1,70
0,4	1,80	1,55	1,40	1,38	1,36	1,40	1,56	1,66
0,5	1,76	1,51	1,38	1,37	1,35	1,38	1,52	1,65
0,6	1,70	1,47	1,36	1,35	1,34	1,37	1,46	1,63
0,7	1,64	1,45	1,35	1,34	1,33	1,36	1,43	1,60
0,8	1,60	1,42	1,34	1,33	1,33	1,35	1,40	1,54
Valorile date în tabelul 12 A	1,75	1,50	1,40	1,35	1,35	1,40	1,50	1,60

d. **Dimensionarea directă a armăturilor.** Cînd eforturile secţionale N M_x, M_y şi dimensiunile secţiunii de beton a elementului sînt date şi se pune problema dimensionării armăturilor, apare faţă de cazul compresiunii excentrice „drepte" (α = 0 sau α = 90°) deosebirea că în locul unei singure necunoscute (A_a) intervin două necunoscute (A_{ax} şi A_{ay}). În consecinţă, problema devine nedeterminată, fiind posibilă o infinitate de soluţii, corespunzătoare diverselor rapoarte posibile între A_{ax} şi A_{ay}, desigur în limitele respectării condiţiilor constructive de procent minim de armare pe fiecare latură a secţiunii şi de distanţe maxime admise între bare. De asemenea rezultatul calculului este funcţie şi de numărul şi poziţia barelor de armătură (uniform distribuite pe laturile secţiunii sau grupate spre colţuri).

Pentru ridicarea nedeterminării şi crearea posibilităţii unei dimensionări directe a armăturilor, este deci necesar să se aleagă de la început numărul şi dispoziţia barelor pe fiecare latură şi apoi să se prestabilească fie A_{ax} sau A_{ay}, fie raportul A_{ax}/A_{ay}.

De regulă, în cazurile cînd oblicitatea planului de acţiune a momentului încovoietor este mică şi în consecinţă componenta momentului după una din direcţii are o valoare redusă (în toate ipotezele de încărcare), se ajunge ca după direcţia respectivă să rezulte o armare minimă constructivă. Se alege atunci de la început armarea după acea direcţie, rămînînd ca necunoscută armătura după cealaltă direcţie.

Dacă este de prezumat că nu intervine această situaţie şi că atît A_{ax} cît şi A_{ay} vor rezulta din calcul, atunci devine necesar să se aleagă valoarea raportului A_{ax}/A_{ay}. Este avantajos ca acest raport să fie stabilit pornind de la o condiţie de optimizare a armării (cantitatea totală de armătură pe secţiune să rezulte minimă). Dacă intervin mai multe ipoteze de încărcare care pot fi determinante pentru dimensionarea armăturilor, optimizarea se efectuează în consecinţă.

Cînd se utilizează metoda „exactă", programul de calcul automat poate să fie astfel alcătuit încît să conţină şi optimizarea armării. În metoda simplificată a elipsei, problema optimizării armării, cu respectarea limitărilor impuse de condiţiile constructive, a fost analizată detaliat în lucrarea [8]. Pe aceste baze sînt elaborate schemele logice 4.0—4.4.

Dacă la sfîrşitul calculului se constată că se ajunge la o dispoziţie a armăturilor sensibil diferită de cea considerată iniţial, este necesară reluarea întregului calcul cu noua dispoziţie adoptată.

5.2.6. Stîlpi fretaţi

a. **Compresiunea centrică.** Capacitatea portantă la compresiune centrică a stîlpilor poate fi sporită prin executarea armării transversale sub formă de fretă (spirală continuă) sau sub formă de inele sudate (etrieri inelari închişi prin sudare) — vezi fig. 2.11. În STAS 10 107/0-76, relaţia de verificare a stîlpilor fretaţi la compresiune centrică avea forma

$$N \leqslant N_{cap} = A_{bs}R_c + A_aR_a + 2{,}5\,A_{as}R_{as} \tag{5.50}$$

unde (vezi fig. 5.34, *a*): $A_{bs} = \dfrac{\pi d_s^2}{4}$ este aria secţiunii de beton fretate; d_s — diametrul sîmburelui de beton fretat; A_a — aria totală a armăturii longitudinale; A_{as} — aria convenţională a armăturii transversal determinată cu relaţia:

$$A_{as} = \frac{\pi d_s A_s}{s} \tag{5.51}$$

A_s este aria secţiunii transversale a fretei sau inelului sudat; s — pasul fretei sau distanţa dintre inelele sudate; R_{as} — rezistenţa de calcul a armăturii transversale.

În cazul în care armătura longitudinală este formată atît din bare de oţel beton (cu aria totală A_{a1}) cît şi din profile laminate (cu aria totală A_{a2}) atunci în relaţia (5.48) se înlocuieşte termenul A_aR_a cu suma $A_{a1}R_{a1} + A_{a2}R_{a2}$

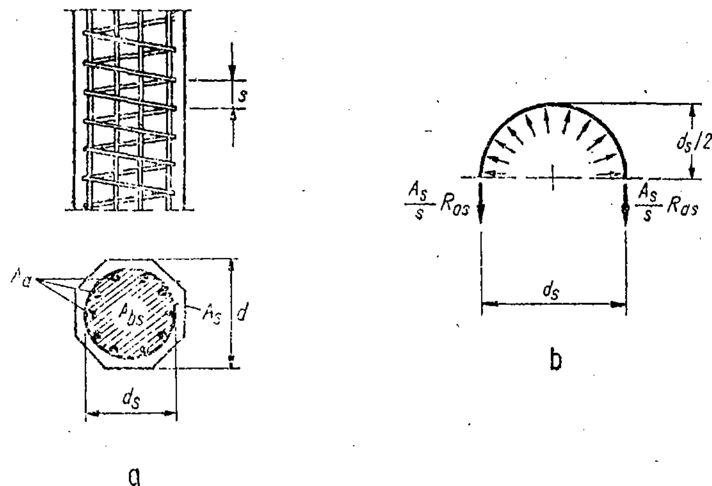


Fig. 5.34

unde R_{a1} şi R_{a2} reprezintă rezistenţele de calcul ale celor două tipuri de armături. De obicei, în această situaţie, aria A_{a2} poate fi importantă şi, de aceea, se consideră aria netă $A_{bs} - A_{a2}$ a sîmburelui de beton în locul ariei brute A_{bs}.

Relaţia (5.50) se deduce din relaţia (5.25), adaptată la cazul secţiunii transversale fretate.

$$N_{cap} = A_{bs}(R_c + \Delta R_c) + A_aR_a \tag{5.50, a}$$

în care sporul de rezistenţă la compresiune a betonului, ΔR_c, datorită efectului de confinare introdus de fretă se determină cu relaţia

$$\Delta R_c = kp \tag{5.52}$$

unde k este un coeficient numeric iar p este presiunea laterală pasivă care se exercită uniform pe tot conturul sîmburelui de beton cînd acesta tinde să se umfle lateral şi este împiedicat de fretă (vezi fig. 5.34, *b*). Într-adevăr, dacă se are în vedere că la limită

$$pd_s = 2\frac{A_s}{s}R_{as} \tag{5.53}$$

şi se folosesc relaţiile (5.51) şi (5.52) cu $k = 5$, se poate scrie relaţia (5.50, *a*) sub forma (5.50) dată în STAS 10 107/0-76.

Dacă în locul ariei convenţionale A_{as} din relaţia (5.51) se foloseşte valoarea coeficientului de armare transversală, μ_{fs}, scrisă sub forma

$$\mu_{fs} = \frac{\textit{volumul fretei}}{\textit{volumul sîmburelui de beton}} = \frac{\pi d_s A^s}{\dfrac{\pi d^2}{4}s} \tag{5.54}$$

atunci relaţia (5.52) se poate scrie sub forma

$$\Delta R_c = k\frac{\mu_{fs}}{2}R_{as} \tag{5.52, a}$$

Determinarea valorii N_{cap} cu relaţia (5.50) este asociată ca satisfacerea următoarelor condiţii:

1. Stîlpul să nu fie zvelt, respectiv $\lambda_0 = l_{f1}/i \leqslant 35$ (sau $\lambda = l_{f1}/d < 8{,}6$);

2. Freta să fie suficient de puternică pentru a se putea admite că produce o confinare corespunzătoare a sîmburelui de beton, respectiv

$$A_{as} \geqslant 0{,}25\,A_a$$

3. Sporul de capacitate portantă datorat forţei să nu reprezinte o proporţie prea mare, respectiv

$$N_{cap} \leqslant 1{,}5\,N'_{cap}$$

unde N_{cap} este dat de relaţia (5.50) iar N'_{cap} este capacitatea portantă la compresiune centrică a stîlpului considerat nefretat, adică

$$N'_{cap} = A_bR_c + A_aR_a$$

unde A_b este aria netă a întregii secţiuni transversale de beton.

Această condiţie urmăreşte evitarea deteriorării timpurii în exploatare a stratului de beton de acoperire, care nefiind fretat tinde să cedeze înainte de partea fretată a secţiunii.

Evident pentru ca fretarea să fie justificată trebuie ca

$$N_{cap} \geqslant N'_{0ap}$$

b. **Compresiune excentrică.** STAS 10107/0-90 nu mai prevede o relație de calcul la compresiune centrică a stîlpilor fretați. Se are în vedere că stîlpul fretat ca parte a unui ansamblu structural se încarcă întotdeauna și cu un moment încovoietor, M, astfel încît forța axială N are excentricitate $e_0 = M/N$, și că la aceasta trebuie oricum adăugată și excentricitatea accidentală e_a din relația (5.17).

Pe aceste considerente, STAS 10 107/0-90 se referă numai la situația stîlpilor fretați comprimați excentric. Se prevede ca stîlpii fretați să se calculeze cu relațiile date în paragraful 5.2.2 pentru secțiuni transversale nefretate cu următoarele observații:

1. Ca secțiune activă de beton se consideră numai secțiunea corespunzătoare diametrului d_s în fig. 5.39, *a*;

2. Rezistența de calcul a betonului se consideră dată de valoarea

$$R_e^* = R_c + \Delta R_c$$

în care sporul de rezistență datorită fretei se ia egal cu valoarea

$$\Delta R_c = 2\,\mu_{fs} R_{ac}\left(1 - \frac{7{,}5\,e_{0c}}{d_s}\right) \tag{5.55}$$

Relația precedentă, inspirată din normele din C.S.I. [121] este similară relației (5.52, *a*) în care s-a considerat $k = 4$ și un coeficient de reducere a cărui valoare scade cu creșterea raportului între excentricitatea e_0 și diametrul sîmburelui de beton d_s. În mod evident, cu cît e_0 este mai mare în raport cu d_s cu atît efectul fretei este mai redus și, deci, sporul de rezistență ΔR_c este mai mic. Dacă $e_{0c} \geqslant d_s/7{,}5$, stîlpul se calculează ca un stîlp nefretat.

Calculul practic al stîlpilor fretați comprimați excentric se poate face cu tabela 10.A.

STAS 10 107/0-90 prevede de asemenea ca forța axială N pe stîlpul fretat să respecte condiția

$$n = \frac{N}{A_{bs} R_c} \leqslant \frac{2{,}5}{1 + 7{,}5\,e_{0c}/d_s} \tag{5.56}$$

Această condiție reprezintă, în fond, o limitare superioară a cantității de armătură transversală și este, deci, similară condiției $N_{cap} \leqslant 1{,}5\,N'_{0ap}$ de la compresiune centrică.

5.3. CALCULUL LA FORȚA TĂIETOARE

5.3.1. Considerații introductive

Fenomen deosebit de complex, mecanismul de cedare a elementelor din beton armat la acțiunea forțelor tăietoare a constituit subiectul unor importante studii teoretice și experimentale elaborate în ultimii 20—30 ani, în mai toate centrele de cercetare importante din lume.

Prioritatea acordată acestei probleme este justificată prin faptul că în pofida unor progrese înregistrate, mai cu seamă sub aspect fenomenologic, în ceea ce privește cunoașterea comportării elementelor de beton armat la forță tăietoare în diferite stadii de lucru, inclusiv în stadiul ultim, nu s-a reușit pînă în prezent să se dezvolte și un model analitic satisfăcător, atît în sensul descrierii cît mai fidele a comportării reale, cît și din punctul de vedere al accesibilității utilizării în proiectarea curentă.

Faptul că în prezent, din considerente de economie de materiale și de manoperă, s-a trecut la realizarea unor grinzi cu lățimi sensibil mai mici decît în trecut, cu armări transversale mai simple, fără bare înclinate, alcătuite de multe ori din carcase sudate din sîrmă de diametru mic, face ca problema stabilirii capacității portante la forță tăietoare pe baze cît mai riguroase, să fie deosebit de actuală. De asemenea, asigurarea la forță tăietoare prezintă un interes major în cazul structurilor proiectate pentru a prelua efectul acțiunii seismice. Capacitatea elementelor de beton armat de a prelua forța tăietoare depinde în mare măsură de rezistența și de deformabilitatea betonului la compresiune și la întindere, astfel că, mecanismele de cedare la acțiunea forței tăietoare, în condițiile unei armări transversale insuficiente, sînt *neductile*.

Asemenea situații sînt de evitat în concepția curentă de proiectare antiseismică, concepție care presupune un răspuns structural inelastic, bazat pe mobilizarea capacității de deformare în domeniul postelastic.

Capacitatea portantă la forță tăietoare este influențată de un mare număr de factori (cca. 20 după cum rezultă din inventarierea făcută în [55]), dintre care cei mai importanți sînt forma și proporțiile elementelor, cantitatea și dispoziția armăturilor longitudinale și a armăturilor transversale, eventualul efort axial de compresiune sau de întindere, distribuția încărcării, legăturile structurale ale elementelor, proprietățile fizico-mecanice ale betonului și ale armăturii.

Influența unora dintre parametri nu este complet elucidată, astfel încît pentru aceștia nu se pot determina date fizice satisfăcătoare în vederea utilizării în programele de calcul automat sau pentru stabilirea unor expresii de calcul. De asemenea, numărul mare de factori care intervin, cu pondere diferită, de la caz la caz în ruperea prin acțiunea forței tăietoare a elementelor de beton armat, face ca mecanismul de cedare să nu fie unic, înregistrîndu-se mai multe tipuri distincte de rupere, în funcție de natura factorului sau a unui grup de factori preponderenți.

În aceste condiții apare evident că practic nu este posibil să se formuleze o lege analitică general valabilă pentru numeroasele situații concrete posibile. Cu toate acestea, prescripțiile naționale de proiectare, în intenția de a nu complica excesiv operațiile de dimensionare și de verificare la forțe tăietoare în proiectarea curentă, prevăd în majoritatea cazurilor expresii unice pentru stabilirea capacității portante la forță tăietoare. Simplificările și aproximările introduse în relațiile de calcul, la care se adaugă împrăștierea intrinsecă a efectelor multora dintre parametrii capacității de rezistență la forțe tăietoare conduc la diferențe relativ mari între datele experimentale și cele de calcul. Prin valorile de calcul ale unor date, eventual prin prevederea unor coeficienți de corecție, se urmărește ca expresiile de calcul prescrise să aibă un caracter acoperitor pentru întreaga gamă de tipuri de cedare la acțiunea forțelor tăietoare, gradul de asigurare fiind evident diferențiat, în cadrul aceleiași prescripții, în funcție de natura cedării, și de la prescripție la prescripție, funcție de structura expresiilor de calcul, respectiv funcție de conceptul care a servit ca bază pentru stabilirea acestora.

Analiza comparativă efectuată de INCERC şi I.C.B. [34], pentru un mare număr de elemente încercate de diferiţi cercetători, privind raportul între capacitatea de rezistenţă la forţă tăietoare, determinată experimental, şi valorile stabilite prin calcul, pe baza prevederilor din diverse prescripţii, permite să se aprecieze că în cazul expresiilor de calcul conform STAS 10 107/0-76, pentru cazul elementelor fără efort axial, supuse la solicitări neseismice, preluate cu unele modificări şi în redactarea actuală STAS 10107/00-89 împrăştierea este dintre cele mai reduse, iar gradul de asigurare este relativ uniform.

În general, prescripţiile de proiectare cuprind prevederi de calcul şi de alcătuire pentru asigurarea elementelor de beton armat faţă de cele două categorii distincte de cedare legate de acţiunea forţei tăietoare: ruperi *în secţiuni înclinate* la solicitarea de încovoiere cu forţă tăietoare şi ruperi prin lunecare după *planuri de lunecare determinate*, cum sînt planurile prefisurate prin contracţia betonului sau planurile corespunzătoare rosturilor de lucru.

În paragrafele 5.3.2, 5.3.3 şi 5.3.4 se prezintă succint mecanismele celor două moduri de cedare potrivit actualului stadiu al cunoştinţelor şi prevederile de calcul corespunzătoare, în formularea din standardul românesc STAS 10 107/0-90.

Aspectele specifice calculului la forţă tăietoare în condiţii de solicitare seismică sînt analizate în cap. 6.

5.3.2. Calculul la forţă tăietoare al elementelor de beton armat fără armătură transversală

Se poate considera în mod simplificat că încărcările aplicate elementelor de beton armat fără armătură transversală, solicitate la încovoiere cu forţă tăietoare, sînt preluate prin două mecanisme, cel de „grindă" şi cel de „arc" (riglă frîntă cu tirant), care coexistă şi se influenţează reciproc.

Pe măsură ce solicitarea creşte, în elementul de beton armat are loc un transfer treptat al încărcării de la mecanismul de grindă la cel de arc, ca urmare a degradării continue, prin fisurare şi prin deteriorarea progresivă a aderenţei armăturii cu betonul, a mecanismului de grindă prioritar în primele faze ale solicitării.

Dacă în momentul în care mecanismul de riglă a ieşit din lucru, mecanismul de arc este capabil să-l înlocuiască, eventual să mai suporte şi o suplimentare a încărcării, elementul de beton armat va manifesta o rupere specifică de „arc". În caz contrar elementul va evidenţia o cedare specifică de „grindă". În ambele situaţii, în momentul ruperii se poate atinge momentul ultim capabil de încovoiere sau nu, caz în care capacitatea de preluare a forţelor tăietoare este inferioară celei teoretice de încovoiere.

Ruperea fiind generată de interacţiunea încovoiere-forţă tăietoare, natura acesteia este influenţată în mod decisiv de raportul dintre valoarea efortului unitar normal σ şi cea a efortului unitar tangenţial τ, care poate fi exprimat aproximativ prin raportul $\frac{M}{Qh_0}$ sau $\frac{a}{h_0}$, în care *a* este aşa numita deschidere de forfecare. În fig. 5.35 este reprezentată schematic, pentru cazul procentelor relativ mari de armare, variaţia capacităţii portante (stabilită experimental) a elementelor de beton armat funcţie de raportul $\frac{a}{h_0}$ [55].

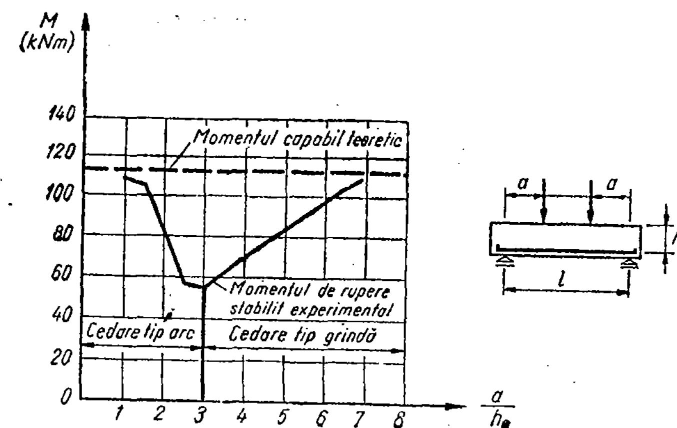


Fig. 5.35

Se observă că numai pentru grinzi pereţi $\left(\frac{a}{h_0} < 1\right)$ şi pentru grinzi lungi $\left(\frac{a}{h_0} > 7\right)$, în momentul ruperii se atinge capacitatea portantă de încovoiere în secţiuni normale. În intervalul dintre aceste două limite acţiunea forţei tăietoare are ca efect reducerea capacităţii portante sub această limită. În intervalul pînă la $\frac{a}{h_0} \simeq 3$ se manifestă în general *ruperi de tip forfecare asociate mecanismului de arc*, iar în intervalul aproximativ $\frac{a}{h_0} = 3...7$ *ruperi de forţă tăietoare asociate mecanismului de grindă.*

Reducerea momentului capabil sub limita corespunzătoare solicitării la încovoiere pură depinde de procentul armăturii longitudinale, fiind cu atît mai mică cu cît acest procent este mai mic, sub valori de 0,7% pentru armăturile obişnuite, această reducere dispărînd complet.

Dacă se ţine seama şi de faptul, stabilit experimental, că rezistenţa la forţă tăietoare a elementelor de beton armat încărcate uniform distribuit este cu circa 20% mai mare decît în cazul încărcării cu forţe concentrate, aşa cum s-a procedat în cercetările experimentale care au condus la stabilirea diagramelor de tipul celor din fig. 5.35, se poate concluziona, că în mod practic, problema cedării la forţă tăietoare la elementele de beton armat fără armătură transversală de tip curent intervine foarte rar. Într-adevăr, atît plăcile planşeelor din beton armat monolit, cît şi fişiile cu goluri sau nervurile unor elemente secundare ale planşeelor prefabricate, practic singurele elemente de beton armat care se execută fără armături transversale, îndeplinesc condiţia geometrică $\frac{a}{h_0} > 7\left(\frac{l}{h_0} \geqslant 28\right)$ pentru elemente supuse la încărcări uniform distribuite), sau şi condiţia de procent de armare $p \leqslant 0,7\%$.

Din acest motiv, stabilirea capacităţii de rezistenţă la forţe tăietoare a elementelor de beton armat fără armătură transversală prezintă interes în special pentru evaluarea fracţiunii din forţa tăietoare preluată de beton la elementele cu armătură transversală.

Expresia dată în STAS 10 107/0-76 pentru forța tăietoare capabilă într-o secțiune înclinată a unui element fără armătură transversală (forța tăietoare preluată de betonul zonei comprimate) era:

$$Q = Q_b = \frac{0{,}8\, bh_0^2 R_t}{s_i} \sqrt{p} \left(1 + 2\frac{Qh_0}{M}\right) \tag{5.57}$$

în care: s_i este proiecția pe direcția axei elementului a secțiunii înclinate.

În structura expresiei Q_b se pot identifica principalele componente ale capacității de rezistență la forțe tăietoare.

Astfel aportul acțiunii de dorn a armăturii longitudinale și aportul acțiunii de încleștare a agregatelor sînt exprimate prin intermediul factorului $\sqrt{p}$, contribuția betonului din zona comprimată la preluarea forței tăietoare este exprimată prin factorii b, h și $\sqrt{p}$ toți acești factori reprezentînd componente ale mecanismului de grindă, în timp ce prin factorii $\frac{h_0}{s_i}$ și $\left(1 + 2\frac{Qh_0}{M}\right)$ se ține seama de aportul mecanismului de arc și de interacțiunea forfecare-încovoiere.

Secțiunea critică se stabilește pe criteriul rezistenței minime cu condiția $0{,}6\, h_0 \leq s_i \leq 3h_0$. Datele experimentale au arătat că cele mai mici înclinări față de axă ale secțiunii de cedare, corespund practic la $s_i \simeq 2{,}5h_0$ pentru grinzile cu armătură transversală și la $s_i \simeq 2h_0$ pentru elemente fără armare transversală. În cazul în care pe element acționează și forțe concentrate importante, la o distanță a de reazem, intervine evident și limitarea $s_i \leq a$.

Forța Q_b, potrivit expresiei (5.57) este practic întotdeauna minimă la limita $s_i = 3h_0$, atît pentru elemente simplu rezemate cît și pentru cele cu continuități, obținîndu-se valori în domeniul $(0{,}35 - 0{,}60) bh_0R_t$, funcție de raportul dintre h_0 și deschiderea elementului. Aceste valori pot fi considerate ca sensibil acoperitoare, avînd în vedere înclinarea exagerată a fisurii critice de calcul, în raport cu comportarea reală.

În numeroase cazuri solicitarea care produce fisurarea înclinată în elementele fără armătură transversală coincide practic cu cea de rupere. Din acest motiv STAS 10 107/0-90, asemenea majorității prescripțiilor de proiectare din străinătate, fixează ca limită a solicitării pînă la care se admite că elementele de beton armat să nu se armeze transversal sau ca armătura transversală să se dispună pe criterii constructive, fără calcul, tocmai forța tăietoare corespunde apariției fisurilor înclinate.

Încărcarea care produce fisurarea înclinată este în general sensibil mai mică decît cea corespunzătoare condiției ca efortul principal de întindere rezultat din acțiunea forței tăietoare să atingă valoarea rezistenței de întindere a betonului. Fisurarea înclinată poate interveni la valori τ de numai $(0{,}30 - 0{,}40)R_t$, fapt datorat unei stări de tensiune inițiale din acțiunea contracției betonului, redistribuției eforturilor de forfecare în urma fisurării de încovoiere sau a unor slăbiri locale ale secțiunilor prin prezența armăturilor transversale, care creează discontinuități în lungul grinzii.

STAS 10 107/0-90, prevede ca limită sub care nu mai este necesar calculul armăturilor transversale în elementele liniare de beton armat valoarea:

$$Q = 0{,}5\, bh_0R_t, \tag{5.58}$$

considerîndu-se ca foarte redusă posibilitatea de a avea, pe întreaga secțiune de rupere, valori ale rezistenței la întindere a betonului de ordinul valorilor de calcul.

Din rațiuni de simplificare a calculului, ținînd seama și de faptul că așa cum s-a arătat, în practică elementele fără armare transversală, prin proporțiile și procentele de armare specifice, sînt rareori expuse la cedări prin forță tăietoare, STAS 10 107/0-90 stabilește limita (5.58) și ca valoare globală a rezistenței la forțe tăietoare a acestor elemente.

Pentru plăcile de beton armat rezemate continuu pe contur, avînd în vedere lățimea mare a secțiunilor de cedare la forțe tăietoare, deci efectul statistic favorabil privind rezistența la întindere a betonului pe de o parte, și posibilitatea unor redistribuiri ale solicitării, în cazul unor cedări locale, în lungul secțiunii de cedare prin intermediul armăturilor paralele cu reazemul, pe de altă parte, s-a adoptat o valoare mai mare a capacității de preluare a forței tăietoare:

$$Q_b = 0{,}75\, bh_0R_t \tag{5.59}$$

Calculul în secțiuni înclinate presupune și verificarea la momentul încovoietor. Fisurarea înclinată a elementelor din beton armat, are ca efect, în special în absența armăturii transversale, creșterea efortului de întindere din armarea longitudinală, peste nivelul corespunzător fisurării normale la axă. Standardul nu impune verificări ale elementelor fără armare transversală la moment în secțiune înclinată pe considerentul că regulile constructive de armare privind prevederea unui număr minim de armături la partea inferioară a secțiunilor de reazem sau lungimea de petrecere dincolo de reazeme a călăreților și barelor ridicate la partea superioară a elementelor sînt în măsură să evite cedări la ruperi de încovoiere în secțiuni înclinate.

5.3.3. Calculul la forță tăietoare al elementelor de beton armat cu armătură transversală

Nici unul din numeroasele modele analitice propuse pentru calculul în secțiuni înclinate al elementelor de beton armat cu armătură transversală nu este suficient de general pentru a putea reflecta fidel comportarea acestora sub încărcări și diferitele moduri de cedare. Dintre toate modelele, modelul de grindă cu zăbrele și varianta sa bazată pe echilibrul la limită în secțiuni înclinate sînt cele mai sugestive, cele mai ușor de aplicat în practică și suficient de riguroase pentru cazurile curente, astfel încît majoritatea prescripțiilor naționale și a celor cu valabilitate internațională pentru proiectarea structurilor de beton armat folosesc aceste două modele pentru calculul la forțe tăietoare.

Amplele studii experimentale în domeniul acțiunii forței tăietoare asupra elementelor de beton armat au furnizat date pentru înțelegerea mai profundă a mecanismului de cedare la acest gen de solicitare.

Modelul clasic de grindă cu zăbrele static determinată, propus de Mörsch la începutul secolului, presupune o fisurare înclinată la 45° cu preluarea integrală a forței tăietoare de către elementele inimii (de către zăbrelele fictive ale modelului), ipoteză care face modelul acoperitor, iar în unele cazuri inacceptabil de acoperitor.

Cercetările experimentale au pus în evidență, importante deosebiri între acest model și comportarea reală, dintre care sînt de reținut în special următoarele [55; 85].

a. Traiectoria rezultantei eforturilor de compresiune se curbează și coboară în zona reazemelor, evidențiind o acțiune de arc.

În felul acesta o parte din forța tăietoare aplicată elementului este echilibrată de componenta verticală a forței înclinate de compresiune din beton (din talpa superioară a fermei fictive). Înclinarea „tălpii" comprimate are ca efect și reducerea brațului de pîrghie al eforturilor normale și implicit creșterea efortului din armătură, față de valoarea corespunzătoare momentului încovoietor în secțiuni normale.

b. Înclinarea fisurilor înclinate de cedare se depărtează sensibil de 45°, depinzînd de forma secțiunii și de cantitatea (procentul) de armătură transversală.

În principiu, cu cît fisura este mai aplecată (înclinarea sub 45°), etrierii sînt mai eficienți, eforturile din aceștia scad, crescînd în schimb compresiunea din „diagonalele" („bielele") *comprimate* și efortul de întindere din armătura longitudinală. Invers, creșterea înclinării fisurilor peste 45° conduce la solicitări mai importante în armătura transversală cu reducerea corespunzătoare a compresiunii din betonul inimii.

În funcție de forma secțiunii și de procentul de armare transversală grinda solicitată la forțe tăietoare se adaptează prin înclinarea fisurilor pentru a încărca cele două componente ale mecanismului de rezistență, unul lucrînd prin tensiuni (armătura transversală), celelalte prin compresiune (betonul inimii), corespunzător rigidității lor relative. Astfel, într-o grindă avînd lățimea inimii relativ mare în raport cu lățimea tălpii, cu beton de rezistență ridicată, dar cu armătură transversală redusă, înclinarea diagonalelor este mai mică decît 45°, sporind eficacitatea etrierilor. Invers, într-o grindă cu armătură transversală puternică dar cu inimă subțire și beton de rezistență redusă, betonul este avantajat prin înclinarea mai mare a diagonalelor comprimate și încărcarea corespunzător mai mare a etrierilor.

Aspectele de comportare a grinzilor solicitate la încovoiere cu forță tăietoare, precizate la punctele a și b au sugerat corectarea modelului clasic de grindă cu zăbrele [55] așa cum apare în fig. 5.36: grinda cu zăbrele static nedeterminată cu talpa comprimată curbă, cu înclinarea diagonalelor comprimate funcție de forma secțiunii grinzii.

Modelul corectat de grindă cu zăbrele din fig. 5.36, prezintă numai importanță teoretică, putînd doar să evidențieze aspectele calitative ale comportării grinzilor de beton armat solicitate la forțe tăietoare, datorită imposibilității de a evalua practic rigiditățile barelor fermei static nedeterminate, pe de o parte, și datorită faptului că este prea complicat pentru proiectarea curentă, pe de altă parte.

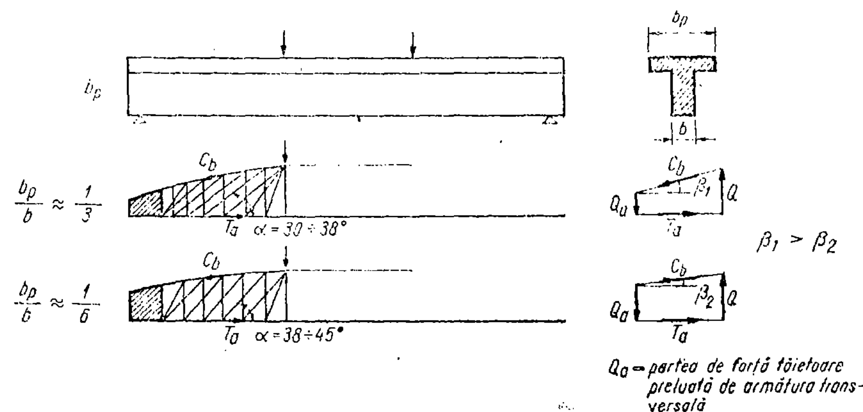


Fig. 5.36

S-a putut da o rezolvare practică mult mai simplă problemei calculului la forțe tăietoare pe baza modelului de grindă cu zăbrele, plecînd de la o anumită caracteristică a comportării grinzilor de beton armat, observată în experimentările elementelor de beton armat la forță tăietoare. S-a constatat sistematic în aceste experimentări că pe întreg intervalul de solicitare, de la valoarea de fisurare înclinată Q_f, pînă la valoarea de rupere la forțe tăietoare Q_u, variația eforturilor măsurate în etrierii grinzilor este practic paralelă cu variația de calcul conform modelului Mörsch de grindă cu zăbrele. Diferența între cele două curbe (drepte) la fiecare nivel al efortului unitar în etrieri, este valoarea Q_b a forței de fisurare a grinzii fără armătură transversală, respectiv a forței tăietoare capabile a acesteia (fig. 5.37).

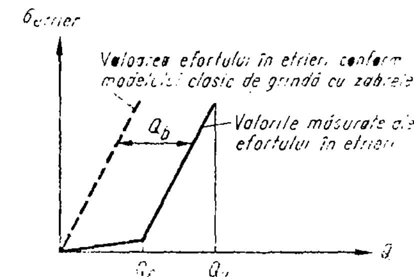


Fig. 5.37

Din acest motiv calculul elementelor de beton armat la forțetăietoare se poate face cu o relație de forma:

$$Q = Q_b + Q_{at} \tag{5.60}$$

în care cu Q_{at} s-a notat forța tăietoare ce revine armăturilor (etrieri și bare înclinate) din inima grinzii, pe o schemă de grindă cu zăbrele.

Prescripțiile naționale de proiectare a elementelor de beton armat, cu excepția prescripțiilor din unele țări est-europene, fundamentează proiectarea la forță tăietoare pe un astfel de model de calcul. Cu puține excepții, relațiile de verificare la forțe tăietoare conform acestor prescripții presupun fisuri înclinate (diagonale înclinate) la 45°, anumite diferențe existînd în modul de evaluare a contribuției Q_b a betonului din talpa comprimată, între normele vest-europene, pe de o parte, și cele americane, japoneze, neo-zeelandeze, pe de altă parte.

Standardul STAS 10 107/0-90, asemenea normelor din C.S.I., normelor din alte țări est—europene utilizează pentru calculul în secțiuni înclinate la acțiunea forței tăietoare metoda echilibrului limită în secțiuni înclinate

Modelul de calcul consideră un mecanism de cedare cu un grad de libertate, alcătuit din două corpuri rigide (tronsoanele de grindă separate de fisura înclinată la rupere), care se rotesc relativ. Echilibrul în stadiul limită de solicitare în lungul fisurării, cu direcția înclinată față de axa elementului, se descrie printr-o ecuație de proiecție pe normala la axa elementului și o ecuație de momente în raport cu punctul de aplicație al rezultantei eforturilor de compresiune din beton (fig. 5.38).

Contribuția diferitelor componente ale mecanismului de rezistență la forță tăietoare a betonului din inimă și din talpa comprimată a grinzii este exprimată global în termenul Q_b, definit ca forța tăietoare preluată de zona comprimată a secțiunii.

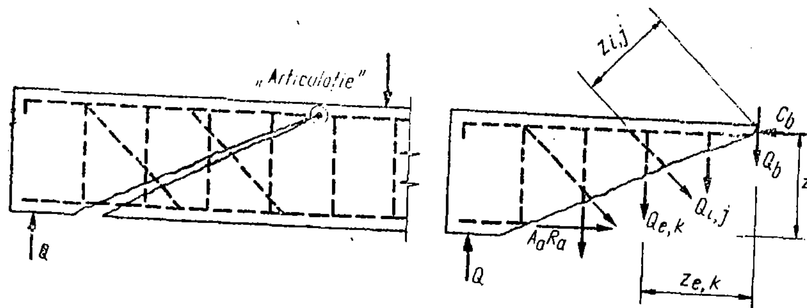


Fig. 5.38

Se poate aprecia că modelul bazat pe echilibrul limită în secțiuni înclinate este principial cel mai corect, fapt recunoscut de însuși profesorul Leonhardt, autorul modelului corectat de grindă cu zăbrele. Realizarea practică a acestui model întîmpină însă obstacolul major legat de dificultatea stabilirii unei expresii satisfăcătoare pentru Q_b, în măsură să interpreteze riguros efectul numeroșilor parametri de care depinde capacitatea betonului de a prelua forța tăietoare și diferitele moduri de cedare, ceea ce deocamdată nu s-a putut realiza pe deplin.

În STAS 10 107/0-76, expresia forței tăietoare preluată de beton era:

$$Q_b = \frac{0{,}8bh_0^2R_t}{s_t}\sqrt{p}\left(1 + \frac{Qh_0}{M}\right) \tag{5.61}$$

Structura expresiei (5.61) este similară relației (5.57), cu excepția factorului aplicat termenului $\frac{Qh_0}{M}$ din paranteză. Așa cum s-a arătat la 5.32, analiza relației empirice (5.61) permite identificarea diferitelor componente ale mecanismului de rezistență la forță tăietoare.

Diferența dintre relațiile (5.57) și (5.61) se justifică prin intenția de a ține seama de faptul că în cazul elementelor fără armătură transversală, ruperea se produce, în cazul tuturor celorlalte condiții identice, la o solicitare mai redusă, astfel că influența suprapunerii efectului momentelor încovoietoare este mai mică, conducînd la o capacitate de rezistență mai mare. Din acest motiv, termenul al doilea al parantezei este dublu în relația (5.57), în raport cu relația (5.61).

STAS 10 107/0-90 stabilește pentru capacitatea betonului de a prelua forța tăietoare expresia:

$$Q_b = \frac{bh_0^2R_t\sqrt{p}}{s_t} \tag{5.62}$$

Adoptarea acestei expresii pentru Q_b se justifică prin intenția de a oferi proiectanților un procedeu mai simplu, mai accesibil pentru calculul la forță tăietoare, cunoscute fiind dificultățile pe care le genera utilizarea relației (5.61), prescrisă de vechiul standard. Utilizarea relației (5.62) are și avantajul generalității, ea fiind valabilă atît pentru grinzi cît și, cu anumite corecții, pentru elementele solicitate la încovoiere cu efort axial.

De altfel, relații simplificatoare asemănătoare sînt folosite și de alte prescripții naționale cum sînt prescripțiile din C.S.I., prescripțiile americane, neo-zeelandeze sau normele elaborate de Comitetul Euro-internațional de beton.

Adoptarea unor relații de calcul mai simple, fără considerarea efectului deschiderii relative de forfecare a/h, este justificată și de rezultatele unor studii experimentale care dovedesc că ponderea acestui factor este mică pentru valori $a/h_0 > 2$ pe de o parte, și că factorul Qh_0/M pare să nu interpreteze corect mecanismul de preluare a încărcărilor în cazul cel mai frecvent, al grinzilor cu continuitate [58].

Calcule comparative acoperind practic întreg domeniul curent de situații de solicitare și de proporții geometrice ale elementelor de beton armat, atît pentru cazul grinzilor cît și pentru cel al stîlpilor, au dovedit că expresia simplificată (5.62) este totdeauna acoperitoare în raport cu relația mai analitică (5.61). Diferențele dintre valorile Q_b stabilite pe baza celor două expresii nu depășesc 15% în cazul grinzilor, în timp ce în cazul stîlpilor aceste diferențe se înscriu în limitele a 10%.

Marea majoritate a studiilor experimentale referitoare la capacitatea portantă la forță tăietoare a elementelor de beton armat s-au executat pe grinzi simplu rezemate, rezultatele acestor studii fiind luate drept bază pentru stabilirea relațiilor de calcul din prescripțiile de proiectare. Trebuie reținut că grinzile continue, mai general vorbind elementele cu continuitate structurală, prezintă o serie de particularități sub aspectul rezistenței la forță tăietoare în raport cu grinzile simplu rezemate (fig. 5.39, *a* și *b*).

Astfel în zona reazemelor intermediare, configurația fisurilor înclinate capătă o formă specifică de evantai. În zona centrală, în care fisurile au înclinări mai mari de 45°, etrierii sînt mai puțin solicitați, ca urmare a prezenței în inima grinzii a unor eforturi unitare de compresiune σ_y cu valori importante. În zona dinspre marginea „evantaiului", fisurile au înclinări reduse și avansează mult în zona inferioară a grinzii, reducînd substanțial înălțimea zonei comprimate. Este de apreciat că, din acest motiv, valoarea Q_b, reprezentînd contribuția betonului în preluarea forței tăietoare, este mai mică în aceste zone decît cea corespunzătoare reazemului simplu. Se estimează însă că valorile Q_b prescrise de normele de proiectare sînt insuficient de reduse pentru a fi acoperitoare și pentru zona reazemelor intermediare ale grinzilor continue [58; 59].

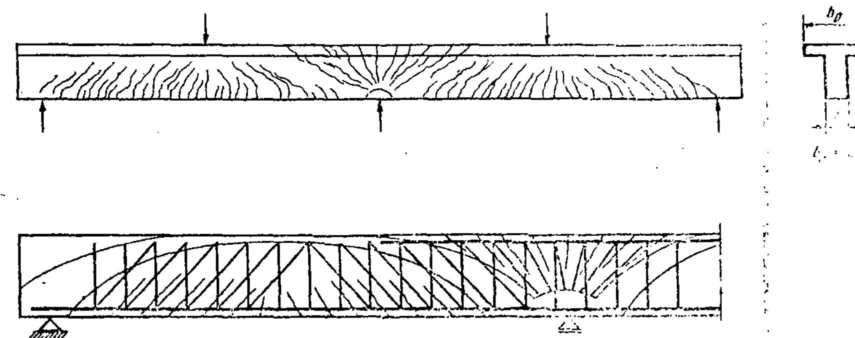


Fig. 5.39. Comportarea grinzilor continue la acțiunea forțelor tăietoare
a) Modul de fisurare b) Modelul generalizat de grindă cu zăbrele specific grinzilor continue

De asemenea, datorită modului specific de fisurare înclinată în zona reazemelor intermediare zona plastică este sensibil mai dezvoltată decît se admite în mod obişnuit. Pe de altă parte, armăturile longitudinale de la partea inferioară şi respectiv de la partea superioară, sînt solicitate la întindere pe o zonă apreciabilă dincolo de secţiunea de moment nul. Aceste aspecte ale comportării grinzilor continue ridică problema asigurării la moment în secţiuni înclinate. Se apreciază că regulile constructive privind prelungirea unui minim de armături la partea inferioară pe reazem şi de întrerupere a armăturilor la partea superioară prescrise de STAS 10 107/0-90 sînt în măsură să evite cedările la momentul încovoietor în secţiuni înclinate (vezi cap. 5.8).

Pentru calculul la forţe tăietoare a elementelor solicitate la încovoiere cu compresiune axială, în STAS 10 107/0-90 se introduce pentru prima oară o corecţie a termenului Q_b pentru a ţine seama de efectul favorabil al prezenţei forţei axiale de compresiune, efect ignorat de prescripţiile româneşti anterioare:

$$Q_b = \frac{bh_0^2 R_t \sqrt{p}\,(1 + 0{,}5n)}{s_i} \tag{5.63}$$

în care s-a notat cu $n = \dfrac{N}{bh_0R_c}$, măsura intensităţii efortului axial.

Este de remarcat că în raport cu alte prescripţii, cum sînt cele americane sau cele neo-zeelandeze, în STAS 10 107/0-90 ponderea influenţei favorabile a efectului axial de compresiune asupra capacităţii betonului de a prelua forţa tăietoare este evaluată la un nivel mai redus.

Valoarea rezistenţei la întindere a betonului, R_t, corespunde condiţiilor de turnare privind lăţimea minimă a secţiunii şi înălţimea stratului de turnare care influenţează sensibil formarea structurii intime a betonului. În STAS 10 107/0-76, corecţia referitoare la condiţiile de turnare se aplica nejustificat numai rezistenţei la compresiune.

În ceea ce priveşte cazul elementelor solicitate la întindere excentrică se menţin prevederile redactării anterioare a prescripţiei. Astfel, în cazul întinderii excentrice cu excentricitate mică se neglijează contribuţia betonului în preluarea forţei tăietoare, în timp ce pentru elementele solicitate la întindere excentrică cu excentricitate mare se admite o forţă tăietoare Q_b, redusă în raport cu cea de la încovoiere prin înmulţirea cu coeficientul:

$$m_t = \frac{0{,}5 - \bar{e}_0}{0{,}5 + \bar{e}_0} \tag{5.64}$$

în care:

$$\bar{e}_0 = \frac{e_0}{h_0}$$

Expresia coeficientului m_t a fost stabilită pe baza studiilor întreprinse la Institutul Politehnic Timişoara [34].

Se constată că acest coeficient asigură racordarea la ambele capete ale domeniului întinderii excentrice cu excentricitate mare, respectiv cu încovoierea şi cu întinderea excentrică cu excentricitate mică.

În proiectarea curentă, calculul practic la forţe tăietoare în secţiuni înclinate, se bazează pe stabilirea valorii minime Q_{eb} a forţelor tăietoare Q_b, preluată de beton şi Q_e, preluată de etrieri: min $(Q_b + Q_e) = Q_{eb}$.

În cazul stîlpilor şi al grinzilor fără armătură înclinată, Q_{eb} reprezintă chiar forţa tăietoare capabilă, Q_{cap}. În cazul grinzilor curente cu armătură înclinată, verificarea la forţă tăietoare se bazează pe ipoteza că în condiţiile respectării regulilor constructive de dispunere a acestor armături fisura pentru care se obţine Q_{eb} este şi fisura cea mai periculoasă (critică) pentru grindă şi aceasta interceptează un singur rînd de armături înclinate. În cazul unor armări transversale mai complicate, cu armături înclinate dispuse în planuri apropiate (situaţie care intervine, de exemplu la unele grinzi de rulare de beton armat) este necesară verificarea în mai multe secţiuni avînd înclinări diferite pentru a identifica fisura înclinată critică, în lungul căreia suma forţelor tăietoare preluate de toate componentele grinzii (beton, etrieri şi armături înclinate) este minimă.

Fisura înclinată critică aparţine domeniului $0{,}5h_0 \leqslant s_i \leqslant 2{,}5h_0$ aşa cum atestă datele experimentale.

Plecînd de la relaţia:

$$Q_b + Q_e = \frac{bh_0^2 R_t \sqrt{p}}{s_i} + \frac{p_e}{100}\, b s_i R_{at} \tag{5.65}$$

unde p_e este procentul de armare cu etrieri, iar $R_{at} < R_a$, rezistenţa de calcul a armăturii transversale şi punînd condiţia:

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}s_i}(Q_b + Q_e) = 0 \tag{5.66}$$

se stabileşte proiecţia pe orizontală a fisurii critice în lungul căreia capacitatea cumulată a betonului şi a etrierilor de a prelua forţa tăietoare este minimă.

$$s_{i,\,cr} = 10\sqrt{\frac{\sqrt{p}}{p_e} \cdot \frac{R_t}{R_{at}}} \cdot h_0 \tag{5.67}$$

Exprimînd Q_{eb} în forma adimensională se ajunge la relaţia:

$$\bar{Q}_{eb} = \frac{Q_{eb}}{bh_0R_t} = 0{,}2\sqrt{\sqrt{p} \cdot p_e \frac{R_{at}}{R_t}} \tag{5.68}$$

În relaţiile (5.67) şi (5.68) $R_{at} = m_{at}R_a$ este rezistenţa de calcul a armăturilor transversale. Prin intermediul coeficientului condiţiilor de lucru ale armăturii transversale $m_{at} < 1$ se ia în considerare faptul că nu toate armăturile care interceptează fisura înclinată ajung la curgere în momentul ruperii, ci numai cele situate în zona în care fisura înclinată este suficient de deschisă pentru aceasta.

Expresia (5.68) se poate utiliza atît pentru elementele încovoiate, cît şi pentru cele comprimate excentric sau întinse excentric cu excentricitate mare, dacă în locul lui R_t se utilizează valorile corectate R_{tc}:

— în cazul elementelor comprimate excentric:

$$R_{tc} = R_t(1 + 0{,}5n) \tag{5.69}$$

în cazul elementelor întinse excentric cu excentricitate mare:

$$R_{tc} = R_t\frac{0{,}5 - \bar{e}_0}{0{,}5 + \bar{e}_0} \tag{5.70}$$

Aşa cum s-a arătat proiecţia fisurii critice nu depăşeşte în realitate $2,5h_0$. Dacă s_t furnizat de (5.74) depăşeşte această valoare,

$$Q_{cb} = \frac{\sqrt{p}}{2,5} + \frac{p_e}{40} \cdot \frac{R_{at}}{R_t} \qquad (5.71)$$

Prescripţiile de proiectare stabilesc şi o limită superioară a forţei tăietoare aferente unei anumite secţiuni, peste care este necesar să se schimbe dimensiunile secţiunii, calitatea betonului sau amîndouă.

Limitarea reprezintă o condiţie de rezistenţă a „diagonalelor" (bielelor) comprimate de beton; respectiv de rezistenţă la acţiunea *eforturilor principale de compresiune* în regim de solicitare biaxială — întindere-compresiune (în condiţii apropiate de situaţia reală a elementelor cu fisuri înclinate la valori ridicate ale solicitărilor). În felul acesta, principial, limita trebuie exprimată în funcţie de rezistenţa betonului la compresiune, ceea ce s-ar traduce prin condiţii de forma $Q \leqslant \alpha b h_0 R_c$ (unde α are valori de 0,25 — 0,35 în diferite prescripţii). Cu toate acestea în STAS 10 107/0-90 s-a păstrat exprimarea din vechea redactare, în funcţie de R_t:

$$Q \leqslant 4bh_0R_t \qquad (5.72)$$

în intenţia de a nu modifica o relaţie de calcul foarte familiară inginerilor proiectanţi.

Particularităţile calculului în secţiuni înclinate la forţe tăietoare al elementelor de beton armat cu rol de rezistenţă antiseismică sînt discutate în cap. 6.

5.3.4. Cazul consolelor scurte

Se consideră în mod obişnuit ca aparţinînd categoriei consolelor „scurte", elementele în consolă la care înălţimea utilă a secţiunii este mai mare decît distanţa de la punctul de aplicaţie a forţei la secţiunea teoretică de încastrare: $h_0/l_c > 1$.

Această delimitare rezultă din faptul că la aceste elemente avînd evident specific „bidimensional" faţă de cazul consolelor „lungi" şi „medii" care se pot considera elemente liniare, ipotezele obişnuite de calcul se îndepărtează exagerat de mult de comportarea reală, fiind necesară o tratare pe o bază diferită. Astfel, comportarea în domeniul elastic trebuie investigată prin metodele teoriei elasticităţii, în locul metodelor simplificate ale rezistenţei materialelor. Calcule executate în domeniul elastic în ipoteza corpurilor omogene prin metoda elementului finit şi prin modele fotoelastice [45] au evidenţiat traiectoriile eforturilor principale şi mecanismul de lucru sub încărcări al acestor elemente (fig. 5.40).

Dintre particularităţile de comportare în domeniul elastic ale consolelor scurte, în măsură să explice şi multe din aspectele specifice ale comportării in domeniul fisurat şi la rupere al consolelor scurte de beton armat sînt de menţionat următoarele:

a. Eforturile de întindere la marginea superioară a consolei sînt practic constante între punctul de aplicaţie al forţei şi marginea stîlpului.

b. Forţa de compresiune în lungul marginii înclinate a consolei este, de asemenea, aproximativ constantă, evidenţiind o acţiune de tip *diagonală comprimată*.

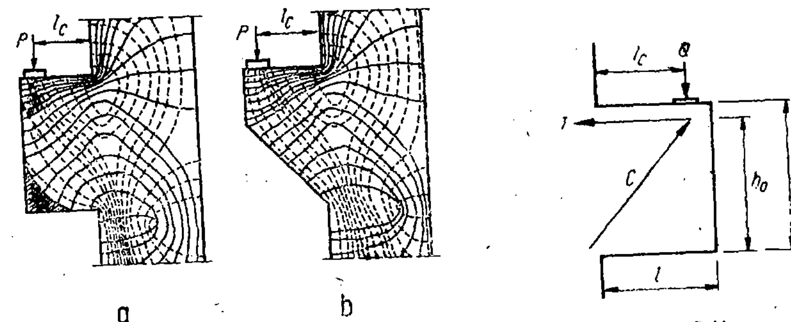


Fig. 5.40. Traiectoriile eforturilor principale într-o consolă din material omogen şi elastic avînd raportul $l_c/h = 0,5$

Fig. 5.41

c. Eforturile de întindere transversală pe înălţimea consolei rezultate din schimbarea de direcţie a eforturilor de compresiune sînt foarte reduse.

d. Forma consolei are mică influenţă asupra stării de eforturi. În consolele dreptunghiulare, zona situată sub linia care uneşte punctul de aplicaţie al forţei cu punctul de aplicaţie al rezultantei eforturilor de compresiune din secţiunea teoretică de încastrare este practic nesolicitată (fig. 5.40, *b*).

Aceste aspecte specifice ale comportării sub încărcări, similare cu cele ale grinzilor pereţi, în categoria cărora consolele scurte pot fi de fapt clasificate pun în evidenţă un mecanism de preluare a încărcărilor de tip grindă cu contrafişă, similar acţiunii de arc din cazul grinzilor pereţi (fig. 5.41).

Dezvoltarea acestui mecanism implică necesitatea ancorării la capacitatea portantă a armăturii de încovoiere pe toată deschiderea consolei, pe de o parte, şi evidenţiază ineficacitatea armăturilor înclinate şi mai cu seamă a etrierilor verticali, din armarea tradiţională a acestor elemente, pe de altă parte.

Cercetările experimentale [70] au identificat diferitele moduri de cedare ale consolelor scurte de beton armat, în acord, în esenţă, cu mecanismul de grindă cu contrafişă (fig. 5.42):

— rupere tipică de încovoiere (fig. 5.42, *a*), prin zdrobirea betonului din zona comprimată, după ce armătura întinsă („tirantul") a suferit deformaţii plastice importante;

— ruperi prin despicare diagonală, ca urmare a eforturilor principale de compresiune excesivă (fig. 5.42, *b*);

— rupere prin dislocare în lungul unui plan care urmăreşte faţa stîlpului (fig. 5.42, *c*);

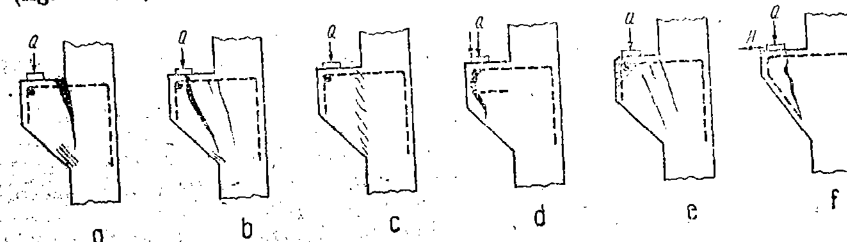


Fig. 5.42

— ruperea prin despicarea stratului de acoperire a armăturii, cînd aceasta nu este suficient ancorată (fig. 5.42, *d*);

— ruperea prin zdrobirea betonului în zona de aplicare a încărcării concentrate, cînd placa de repartiție este prea mică sau prea flexibilă sau cînd inima consolei este prea subțire (fig. 5.42, *e*).

De multe ori consolele scurte suportă, pe lîngă forțe verticale și forțe orizontale, constituite de reacțiunea structurală a grinzilor ce reazemă pe aceste console sau ca efect al contracției betonului sau al contracției termice. În aceste cazuri poate interveni o rupere ca în fig. 5.42, *f*, în special dacă grosimea capătului consolei este mică.

În ceea ce privește relațiile de calcul prevăzute în prescripțiile de proiectare, acestea fie sînt strict empirice, ca în cazul normelor americane, fie au la bază modelul de grindă cu contrafișă (fig. 5.41), ca în cazul normelor europene și neo-zeelandeze.

În situația în care consola este acționată și de o forță orizontală aceasta se adaugă întinderii din încovoiere și este transmisă direct la armătura „tirantului" prin sudurile acestuia pe placa de repartiție. Unele norme, cum sînt prescripțiile germane DIN 1045 impun în toate cazurile considerarea unei forțe orizontale egală cu cel puțin 20% din valoarea forței verticale.

În cazul în care consola este foarte scurtă ($a/h_0 < 0{,}5$) poate interveni o cedare prin forfecare în lungul feței stîlpului. În acest caz conceptul rezistenței la forfecare prin frecare (vezi 5.3.6) poate constitui baza pentru dimensionarea armăturilor orizontale.

În concepția unor norme armătura orizontală trebuie suplimentată în raport cu cea strict rezultată din aplicarea modelului de grindă cu contrafișă, în intenția de a asigura un grad superior de siguranță consolei față de cel al elementului rezemat pe consolă. Astfel ACI 318—83 impune ca pe înălțimea consolei să se dispună suplimentar o armătură reprezentînd cel puțin 25% din armătura principală de la marginea superioară.

STAS 10 107/0-90 prevede ca pe înălțimea consolei să se dispună etrieri orizontali reprezentînd o treime din armătura principală de încovoiere (fig. 5.43):

$$A_{e0} = \frac{1}{3} \cdot \frac{Ql_c}{zR_a} \simeq \frac{Ql_c}{3 \cdot 0{,}8\, h_0 R_a} \simeq \frac{Ql_c}{2{,}5 h_0 R_a} \qquad (5.73)$$

Această armătură, împreună cu armătura principală de încovoiere, asigură, în cazurile curente, și armătura „de coasere", necesară pentru a evita ruperile prin dislocare în lungul feței stîlpului.

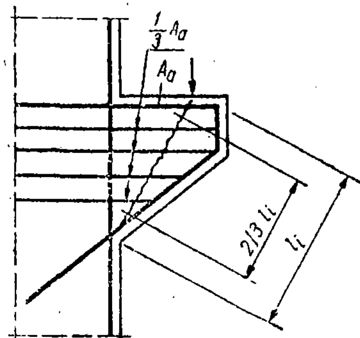


Fig. 5.43

Zona pe care etrierii se consideră activi este egală cu $\frac{2}{3}$ din lungimea distanței dintre punctul de aplicație al încărcării și vîrful unghiului de racordare al consolei.

Prescripțiile de proiectare cuprind și verificări ale betonului comprimat (ale „bielei" comprimate în modelul de grindă cu contrafișe). În STAS 10 107/0-90 aceste verificări sînt date sub forma:

$$Q \leqslant bh_0 R_t \qquad (5.74)$$

pentru console care susțin grinzile căilor de rulare în hale cu regim greu de lucru al podului rulant și:

$$Q \leqslant 2bh_0 R_t \qquad (5.75)$$

pentru restul consolelor scurte.

Condiția mai severă din primul caz ține seama de reducerea rezistenței betonului prin fenomenul de oboseală.

Relațiile (5.74) și (5.75) oferă un grad de siguranță apropiat cu condițiile similare din alte prescripții [111; 112; 113; 121].

5.3.5. Rezistența la străpungere a elementelor de beton armat

Cedarea la forțe tăietoare capătă aspecte specifice cînd pe suprafețe reduse de placă se transmit încărcări relativ importante. Modul caracteristic de rupere este de tip *străpungere*, motiv pentru care rezistența la forță tăietoare în asemenea situații este denumită în mod curent *rezistență la străpungere (poansonare)*.

Cedări prin străpungere pot interveni în special la transmiterea încărcărilor de la dală la stîlp la planșeele fără grinzi, la transmiterea forțelor de la stilp la radiere sau în zona de aplicare a unor forțe concentrate importante pe placa planșeelor.

Mecanismul de cedare prin străpungere este deosebit de complex depinzînd de numeroși parametri. Deși există unele tentative de a formula modele analitice pentru mecanismul străpungerii plăcilor, în special în cadrul Comitetului Euro-internațional de Beton, cele mai multe din expresiile pentru calculul la străpungere au o bază empirică, principalii factori luați în considerare fiind clasa betonului, raportul dintre latura stîlpului *c* (latura ariei încărcate) și grosimea plăcii h_p, procentul armăturii longitudinale.

În general prescripțiile de proiectare, pe considerente de simplificare a calculului, nu iau în considerare în mod explicit influența raportului c/h_p, presupunînd că efectul acestui parametru poate fi considerat în mod implicit prin stabilirea secțiunii de cedare la distanța $\frac{h_p}{2}$ de perimetrul ariei încărcate [3].

De asemenea, prescripțiile de proiectare stabilesc valori substanțial mai mari pentru rezistența la străpungere a plăcilor în raport cu rezistența la forță tăietoare a elementelor curente de beton armat fără armătură transversală.

Datorită distribuției specifice a momentelor încovoietoare, care scad rapid din axul suprafeței încărcate, secțiunile de cedare prin străpungere nu pornesc de la fisuri de încovoiere cum se întîmplă în cazul elementelor încovoiate unidirecționale sau cel al plăcilor rezemate pe contur, ci de la fisuri asimilabile celor de tip forfecare a inimii, ca la grinzile înalte cu inima subțire, așa cum sînt grinzile de beton precomprimat. Rezistența la forfecare după secțiuni fisurate înclinate ca urmare a depășirii de către eforturile principale de întindere a rezistenței betonului la întindere, este sensibil mai mare decît forța tăietoare capabilă a elementelor nearmate transversal în secțiuni înclinate de forfecare-încovoiere. Rezistența la străpungere este influențată favorabil de prezența eforturilor de compresiune σ_y și de acțiunea unor eforturi de compresiune dezvoltate în planul plăcii ca urmare a stării bidirecționale de eforturi, a căror prezență se poate demonstra atît pentru cazuri de

solicitare radial simetrică (de exemplu la dale rezemate pe stîlpi circulari, cît şi pentru cazul general în care traiectoriile momentelor principale nu coincid cu direcţiile armăturilor [3].

Prescripţiile americane şi neo-zeelandeze stabilesc valori mai mari ale rezistenţei la străpungere în raport cu cele europene.

STAS 10 107/0-90 prescrie pentru forţa capabilă la străpungere centrică a dalelor fără armătură de forfecare relaţia:

$$Q = 0{,}75\, p_{cr} h_0 R_t \qquad (5.76)$$

în care p_{cr} = este perimetrul teoretic al suprafeţei de forfecare situat la distanţa $\frac{h_0}{2}$ la exteriorul zonei efectiv încărcate. Structura expresiei este foarte simplă reţinînd numai principalii parametri ai rezistenţei la străpungere, cu asigurarea unui nivel de siguranţă corespunzător practic expresiei mai analitice din Codul Model CEB-FIP. În fig. 5.44, sînt reprezentate grafic, în funcţie de calitatea betonului, forţele de străpungere stabilite pe baza standardului românesc, a Codului ACI 318/83, a normelor de proiectare neo-zeelandeze şi a normelor sovietice SNIP. Trasarea diagramelor s-a făcut prin convertirea faţă de reperul STAS 10 107/0-90, a coeficienţilor de încărcare şi a rezistenţelor de calcul corespunzătoare celorlalte prescripţii.

Prin forma similară a relaţiilor 5.59 şi 5.76, se asigură o tratare unitară, consecventă, a calculului în secţiuni înclinate a plăcilor de beton fără armătură de forfecare, indiferent de modul de rezemare, continuu pe laturi sau discret pe stîlpi.

În cazul în care forţa de străpungere se aplică excentric faţă de centrul suprafeţei încărcate, ca urmare a acţiunii unui moment neechilibrat, în unele prescripţii [104; 110; 114], se consideră că o fracţiune din momentul încovoietor ce trebuie transferat între dală şi stîlp se transmite prin efectul unor forţe tangenţiale distribuite pe perimetrul teoretic de străpungere, după o lege liniară de tip Navier (fig. 5.45).

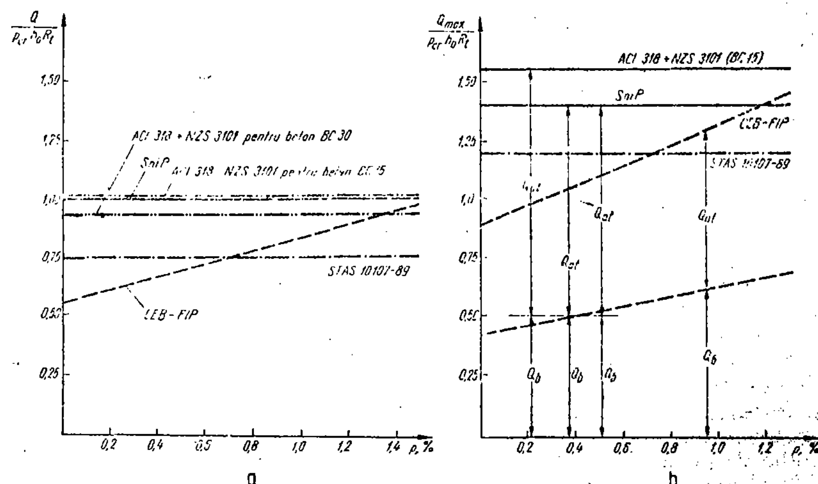


Fig. 5.44

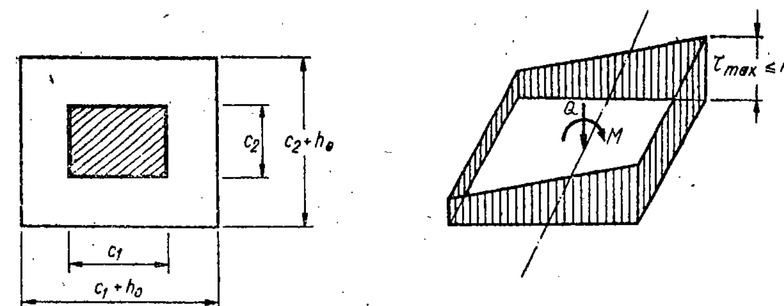


Fig. 5.45

Această ipoteză este echivalentă, în principiu, cu a considera reducerea momentului încovoietor la faţa reazemului, respectiv pe conturul teoretic de străpungere.

Datorită neuniformităţii distribuţiei eforturilor de forfecare pe perimetrul critic se pot accepta valori maxime τ, mai mari decît în cazul străpungerii centrice. Prescripţiile româneşti admit valori egale cu rezistenţa betonului la întindere:

$$\tau_{max} = \frac{Q}{p_{cr} h_0} + \eta \frac{M}{W} \leq R_t \qquad (5.77)$$

în care: W este modulul de rezistenţă al secţiunii critice; pentru cazul conturului dreptunghiular (c_1 şi c_2 laturile suprafeţei încărcate, fig. 5.45):

$$W = h_p \left[(c_1 + h_0)(c_2 + h_0) + \frac{1}{3}(c_1 + h_0)^2 \right] \qquad (5.78)$$

şi η — fracţiunea din momentul neechilibrat în axul suprafeţei de forfecare, echilibrată de eforturile τ.

Pentru η s-a adoptat valoarea prevăzută în Codul Model CEB-FIP.

$$\eta = 1 - \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{c_1 + h_0}{c_2 + h_0}}} \qquad (5.79)$$

care pentru cazul uzual al stîlpilor pătraţi devine 0,5.

Dacă se notează:

$$e_0 = \frac{M}{Q} \qquad (5.80)$$

$$D = \frac{W}{p_{cr} h_0} \qquad (5.81)$$

forţa de străpungere capabilă în cazul acţiunii excentrice capătă expresia:

$$Q_{cap} = \frac{1}{1 + \eta e_0 / D} p_{cr} h_0 R_t \qquad (5.82)$$

Dacă pentru suplimentarea forței capabile la străpungere se prevăd armături ce străbat suprafața teoretică de cedare STAS 10 107/0-90 introduce condiția $Q \leqslant 1{,}2p_{cr}h_0R_t$, în intenția de a se evita dezvoltarea unor eforturi de forfecare prea mari în placă, avînd în vedere caracterul extrem de casant al ruperilor prin poansonare.

Solicitarea la valori Q peste cele corespunzătoare limitei admise (5.76) este asociată cu deschideri mai mari ale fisurilor înclinate, care reduc contribuția betonului la preluarea eforturilor de forfecare. Se admite, din acest motiv, că aportul betonului în acest caz este $0{,}5p_{cr}h_0R_t$, iar diferența $Q - 0{,}5p_{cr}h_0R_t$ trebuie preluată în întregime prin armăturile transversale. Alte prescripții cum sînt normele sovietice SNiP au un caracter mai acoperitor, ignorînd complet contribuția betonului, în condițiile în care pentru creșterea forței capabile la străpungere se recurge la armarea transversală.

În fig. 5.44, *b* sînt reprezentate comparativ, în exprimare adimensionalizată, valorile forțelor de străpungere maxime ale dalelor de beton armat, conform STAS 10 107/0-90, Codului Model CEB-FIP, prescripțiilor americane ACI-318, neo-zeelandeze și sovietice. Sînt comparate, de asemenea, valorile celor două componente ale rezistenței la străpungere, reprezentînd aportul betonului și al armăturilor de străpungere.

În STAS 10 107/0-90 se tratează aspectele de bază ale calculului la străpungere al dalelor de beton armat. Problemele speciale cum sînt: verificările dalei în cazul particular al stîlpilor de colț sau al celor de margine, verificarea în cazul în care perimetrul de străpungere este redus prin prezența unor goluri etc. sînt de competența prescripțiilor speciale, destinate proiectării planșeelor din plăci rezemate pe stîlpi.

5.3.6. Calculul rezistenței la forfecare după planuri de lunecare determinate

În structurile de beton armat, pot interveni situații în care, ca urmare a unor condiții de solicitare particulare, rezistența în secțiuni înclinate a unor elemente supuse la încovoiere (fără sau cu efort axial) cu forțe tăietoare să fie superioară rezistenței la forfecare după anumite planuri determinate. În aceste cazuri se pot dezvolta ruperi prin dislocare în lungul respectivelor planuri, după mecanisme de cedare diferite de cele prezentate la punctele 5.3.2, și 5.3.3. Ruperile de acest tip sînt favorizate dacă planul de lunecare este fisurat, ca efect al unor eforturi de întindere, din acțiunea unor încărcări cu forțe sau deformații sau ca urmare a existenței unor rosturi de lucru impuse de tehnologia de execuție (de exemplu, rosturile de turnare ale elementelor verticale ale structurilor de rezistență, rosturile dintre suprabetonarea monolită și partea prefabricată la unele elemente cu realizare mixtă).

În principiu, o proiectare rațională trebuie să evite, în special în vederea asigurării antiseismice, cedările de dislocare prin forfecare, cu caracter fragil, pentru a permite dezvoltarea unor mecanisme de rupere mai avantajoase sub aspectul ductilității.

Cunoștințele actuale au permis dezvoltarea unor modele analitice pentru stabilirea forței de forfecare capabile, în lungul unor planuri potențiale de lunecare, nefisurate sau fisurate.

Deși mecanismul preluării unor forțe în lungul unor planuri de lunecare diferă, după cum planul este fisurat sau nefisurat, prescripțiile de proiectare iau în considerare, în mod acoperitor, numai situații de cedare în care

planul de forfecare este fisurat, plecînd de la ideea că fisuri întîmplătoare, produse de contracția betonului, variațiile de temperatură sau datorite întinderilor rezultate din interacțiuni structurale necontrolabile, pot apărea oricînd.

Modul de transmitere a forțelor de forfecare pe suprafața fisurată este reprezentat schematic în fig. 5.46.

Întrucît suprafața fisurii nu este netedă, ci cu asperități, o lunecare relativă între cele două părți presupune și o separare pe direcția normală fisurii (fig. 5.46, *b*). Forța de întindere indusă în armătura perpendiculară pe planul potențial de lunecare este echilibrată de o compresiune egală acționînd fețele fisurii (fig. 5.46, *c*). Această compresiune produce o rezistență prin frecare la lunecarea relativă a fețelor fisurii, care se opune forței de forfecare. Constatările experimentale pun în evidență faptul că este suficientă o deplasare relativă de numai 0,2 mm în lungul planului de lunecare pentru a solicita pînă la curgere armăturile transversale.

Dacă pe planul potențial de lunecare acționează o forță de compresiune, aceasta la rîndul ei generează forța de frecare care se adaugă forțelor de frecare datorate strîngerii exercitate de armătură.

Armăturile transversale care străbat planul potențial de lunecare și au rolul de a împiedica dislocarea în lungul acestuia sînt denumite curent armături de conectare (conectori) și pot fi dispuse perpendicular sau înclinat față de planul de lunecare.

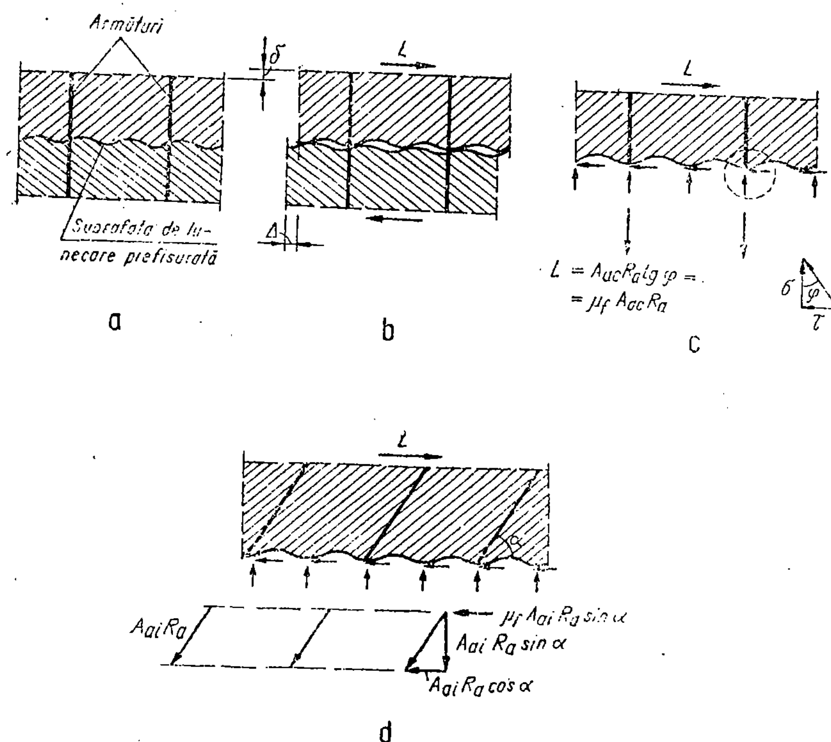


Fig. 5.46

Pentru o utilizare eficientă a armăturilor care transversează planul de lunecare, condiția de dimensionare a acestei armături trebuie să asigure solicitarea ei pînă la curgere. În aceste condiții forța de lunecare L_{cap} ce poate fi transmisă în lungul planului de forfecare, este dată de expresia (5.83) inclusă și în STAS 10 107/0-90.

$$L_{cap} = \mu_f(A_{ac}R_{at} + N) + A_{at}R_{at}(\cos\alpha + \mu_f \sin\alpha) \qquad (5.83)$$

unde: A_{ac} este suma ariilor secțiunilor conectorilor dispuși perpendicular pe planul de lunecare; A_{at} — suma ariilor secțiunilor armăturilor înclinate întinse care străbat planul de lunecare; α — unghiul dintre barele înclinate și planul de lunecare; N — efortul de compresiune normal la planul de lunecare; μ_f — coeficientul echivalent de frecare, între fețele planului de lunecare.

Conceptul care stă la baza acestui model de calcul este cunoscut în literatura de specialitate sub denumirea de rezistență la forfecare prin frecare (shear friction strength) și a fost fundamentat și aplicat în forma utilizată astăzi în proiectare de către A. H. Mattock [3].

În realitate forța tăietoare aplicată este preluată prin frecarea între fețele fisurii, rezistența la forfecare a protuberanțelor fețelor fisurii și prin acțiunea de dorn a armăturilor care traversează fisura.

În metoda de calcul bazată pe conceptul rezistenței la forfecare prin frecare se presupune că întreaga rezistență la forfecare se datorează frecării între fețele fisurii. Din acest motiv relațiile de calcul au un caracter global utilizînd valori convenționale ale coeficienților de frecare stabiliți astfel încît valoarea de calcul a forței de forfecare capabile să fie într-un acord rezonabil cu rezultatele cercetărilor experimentale.

Este recunoscut faptul că, dacă rosturile de lucru sînt tratate cu îngrijire prin curățirea laptelui de ciment și crearea unor asperități sau profilații artificiale suficient de marcate (înălțimea protuberanțelor cel puțin 5 mm) se obține o rezistență la forfecare comparabilă cu cea corespunzătoare betonului monolit. Pentru aceste situații prescripțiile de proiectare [104; 114] stabilesc valoarea $\mu_f = 1{,}4$. Pentru cazul unor asperități mai reduse (între 2 și 5 mm) se prevede o valoare $\mu_f = 1{,}0$, iar în cazul în care betonul este turnat pe plăci metalice sau pe beton întărit curățat de lapte de ciment, dar fără măsuri speciale de a i se mări rugozitatea $\mu_f = 0{,}7$. Aceste valori fundamentate prin cercetări experimentale au fost preluate și de STAS 10 107/0-90.

Analiza structurii expresiei (5.83) evidențiază utilitatea unor comentarii și precizări suplimentare. Astfel:

i. Armătura înclinată se consideră activă în preluarea forței de lunecare numai în situația cînd această forță o solicită la întindere;

ii. Armătura înclinată are o acțiune mai eficientă în preluarea forței de lunecare decît armătura perpendiculară pe planul de separație între cele două zone ale elementului. Relația (5.83) cuprinde doi termeni care conțin pe A_{at}, evidențiind dubla contribuție a acestei armături (fig. 5.46, *d*), prin „transmitere directă" (datorată componentei paralele cu planul $A_{at}R_{at}\cos\alpha$) și indirect prin efectul de frecare (datorat componentei normale de plan $\mu_f A_{at}R_{at}\sin\alpha$);

iii. Deși modelul teoretic care stă la baza relației (5.83) presupune dezvoltarea unui efort unitar R_a în armăturile care traversează planul de lunecare, în formula de calcul a forței L_{cap}, acest efort s-a redus la valoarea R_{at} ca o asigurare suplimentară față de incertitudinile privind distribuția eforturilor de forfecare în lungul planului de separare și lungimea zonei active în conectarea celor două părți ale elementului despărțite de acest plan.

Dacă pe planul de lunecare acționează forțe de întindere, este necesar să se prevadă o armătură transversală suplimentară pentru preluarea lor, separat de armătura pentru rezistența prin frecare. Așa cum s-a pus în evidență prin cercetări experimentale, cantitatea totală de armătură pentru preluarea efectelor forțelor de forfecare și de întindere se poate obține prin simpla însumare a ariilor necesare pentru preluarea celor două forțe separat. Este de notat că forțe care să solicite la întindere planul de lunecare pot preveni și din acțiunea temperaturii, a curgerii lente, contracției betonului.

În practică apar două categorii de situații după cum planul potențial de lunecare este perpendicular pe axul elementului (exemplul caracteristic îl constituie rosturile orizontale de turnare ale diafragmelor verticale monolite la nivelul planșeelor) sau paralel cu acesta (exemple: elementele prefabricate cu suprabetonare, rosturile verticale la pereții structurilor din panouri mari).

a. *Planul potențial de lunecare este perpendicular pe axul elementului.* În aceste cazuri forța care trebuie transmisă în lungul planului potențial de forfecare este chiar forța tăietoare Q de calcul în secțiunea considerată a elementului.

În expresia (5.83) efortul axial N se afectează cu coeficientul 0,6 în cazul elementelor verticale din structurile proiectate pentru un grad de protecție antiseismică $\geqslant 7$ pentru a ține seama de efectul oscilațiilor seismice verticale. În cazul în care pe rost acționează un efort normal de întindere, efortul N din relația (5.83) nu se afectează, evident, cu coeficientul μ_f.

Teoretic conform modelului din fig. 5.46, *c*, forța de strîngere a barelor de armătură perpendiculară pe planul de lunecare este eficace numai în imediata vecinătate a barei și numai pe zonele în care cele două fețe nu pierd contactul printr-o deschidere prea mare a fisurii. În aceste condiții barele concentrate la capetele unor secțiuni cu o înălțime mare cum sînt secțiunile unor pereți structurali de beton armat, nu ar trebui luate în considerare în evaluarea forței de strîngere (coasere) a planului potențial de lunecare. Așa cum s-a arătat însă, relația (5.83) trebuie considerată ca o relație globală pentru toată secțiunea, în care contribuția diferitelor componente ale mecanismului de rezistență se exprimă convențional numai prin rezistența de frecare, calibrarea coeficienților din relațiile de calcul și modul concret de aplicare a acestora rezultînd din confruntarea cu cercetările experimentale. Pe această bază, unele prescripții de proiectare [114] prevăd ca toate armăturile care contribuie la capacitatea portantă la încovoiere a secțiunii active și care traversează planul potențial de lunecare să fie incluse în armătura de conectare. În cazul pereților structurali acestea includ toate barele verticale din inimă precum și pe cele dispuse la extremitățile secțiunii (inclusiv barele din tălpi).

Trebuie subliniat încă o dată că mobilizarea armăturilor de conectare trebuie asociată cu o anumită lunecare pe rost, mai mică pentru intrarea în lucru a armăturilor întinse și mai substanțială pentru antrenarea barelor din zona comprimată. Din acest motiv Instrucțiunile P85 prevăd să se considere ca armătură de conectare, cu secțiunea A_{ac} în relația (5.83), numai armătura intermediară a inimii și armătura situată la extremitatea întinsă a secțiunii. De asemenea, este de observat că eventualele lunecări, în limite moderate, care pot interveni în lungul rostului normal la axul peretelui nu afectează sensibil capacitatea de rezistență secțională.

Fiind solicitate la întindere, armăturile de conectare trebuie ancorate ca bare întinse, de fiecare parte a suprafeței de separare între cele două zone de beton de vîrste diferite.

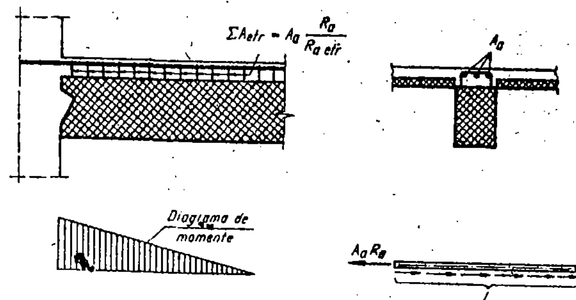


Fig. 4.47

b. *Planul potențial de lunecare este paralel cu axul elementului.* În aceste cazuri forța de lunecare de calcul se asociază, conform principiilor generale acceptate în proiectarea structurilor de beton armat, capacității de rezistență a elementului, atît pentru elementele cu rol de rezistență antiseismică, cît și pentru cele dimensionate la grupările fundamentale de încărcări.

Astfel, de exemplu dacă planul de lunecare este amplasat în zona întinsă a secțiunii unui element încovoiat, forța de lunecare se asociază capacității armăturii întinse A_aR_a. Lungimea pe care se dispun armăturile de conectare este cea dintre secțiunile de moment maxim și respectiv de moment nul, între care se admite că eforturile din armăturile întinse se reduc pînă la zero (fig. 5.47).

Spre deosebire de cazul elementelor cu rosturi perpendiculare pe axul lor în cazul elementelor compuse, la care planul potențial de lunecare este paralel cu axul lor, lunecarea în lungul acestor planuri conduce la reducerea capacității de rezistență la încovoiere. Din acest motiv în zonele plastice potențiale a elementelor compuse în structuri proiectate pentru un grad de protecție ≥ 7, se impun măsuri speciale de realizare a conectării.

Astfel, la grinzile prefabricate suprabetonate, în zonele de la extremități solicitate la momente încovoietoare negative, poate apărea o fisurare accentuată a stratului de suprabetonare. Această fisurare și dimensiunile relativ reduse ale stratului de suprabetonare fac incertă posibilitatea transmiterii forței de lunecare de la armăturile întinse, „flotante", din suprabetonarea monolită numai prin angajarea unor etrieri verticali. Din acest motiv, STAS 10107/0-90, prevede ca în condițiile în care eforturile unitare tangențiale la interfața celor două straturi de beton depășesc valoarea $2R_t$ o anumită proporție a armăturii orizontale de încovoiere de la partea superioară a grinzii (situată în suprabetonare) să fie sudată de bare înclinate de același diametru ieșite din partea prefabricată a grinzii, permițînd astfel o transmitere directă a efortului de lunecare asociat fracțiunii respective din armătura întinsă.

Deoarece în zonele plastice situate la extremitățile grinzilor de cadru solicitate de acțiunea unor cutremure puternice, lunecarea locală a armăturilor situate la partea superioară este practic întotdeauna prezentă, unele prescripții prevăd ca distanța pe care etrierii de conectare preiau efortul de lunecare (prin efectul echivalent de frecare) să fie redusă cu lungimea pe care armătura lunecă, în stratul de supra betonare, lungime apreciată ca fiind

aproximativ egală cu înălțimea grinzii. Pe aceeași distanță conlucrarea părții prefabricate cu stratul de suprabetonare fiind incertă, prescripțiile respective [104; 114] prevăd ca la dimensionarea la forță tăietoare în secțiuni înclinate să se considere activă numai porțiunea prefabricată.

În STAS 10 107/0-90 nu s-au prevăzut asemenea măsuri, considerîndu-se că ele se pot introduce numai după finalizarea unor cercetări experimentale concludente care să clarifice aceste aspecte ale rezistenței la forfecare în lungul planurilor de separație dintre două straturi distincte de beton, în condițiile unor solicitări alternante.

5.4. STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ LA TORSIUNE CU ÎNCOVOIERE

5.4.1. Considerații introductive

Necesitatea considerării stării limită de rezistență la torsiune apare relativ rar în practica proiectării construcțiilor de beton armat. Aceasta se datorește faptului că atît rigiditatea în stadiul fisurat cît și capacitatea de rezistență a unui element de beton armat sînt în mod obișnuit mult mai mici la torsiune decît la încovoiere. Astfel:

— datorită capacității de rezistență reduse la torsiune, structurile de beton armat se concep în așa fel încît să se asigure preluarea încărcărilor prin solicitarea de încovoiere a elementelor componente;

— atunci cînd deformarea de încovoiere a unui element implică deformarea de torsiune a unui alt element legat monolit de primul, solicitarea de torsiune care poate apărea este foarte mică datorită faptului că în stadiul fisurat rigiditatea elementului torsionat este mult mai mică decît rigiditatea elementului încovoiat.

Există însă și situații în care solicitarea de torsiune însoțește nemijlocit solicitarea de încovoiere în asigurarea echilibrului general al unui subansamblu structural. Cazuri tipice sînt cele ale grinzilor curbe plane și spațiale sau ale grinzilor rectilinii care susțin o placă în consolă.

Sub acțiunea combinată a momentului de torsiune și a altor solicitări (încovoiere, forță tăietoare, forță axială) un element de beton armat cedează după o secțiune strîmbă (fig. 5.48). Asigurarea împotriva ruperii după o astfel de secțiune implică satisfacerea următoarelor condiții pentru starea limită de rezistență:

$$M_t \leq M_{t\,cap} \quad M \leq M_{cap} \quad N \leq N_{ca} \quad Q \leq Q_{cap} \qquad (5.48)$$

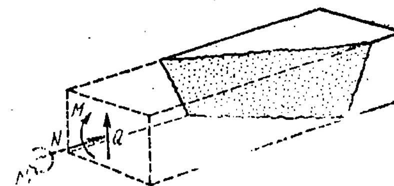


Fig. 5.48

Unde M_{tcap}, M_{cap}, N_{cap} și Q_{cap} reprezintă rezultantele moment de torsiune, moment încovoietor, forță axială și forță

tăietoare ale eforturilor unitare pe secţiunea strîmbă la epuizarea capacităţii sale de rezistenţă, iar M_t, M, N şi Q eforturile secţionale respective în calculul la starea limită de rezistenţă. Aceasta se consideră că apare datorită epuizării capacităţii betonului de a mai prelua compresiune şi că este precedată de fisurarea betonului întins şi curgerea armăturilor longitudinale şi transversale. Bineînţeles că forţa axială N pe secţiune poate sau nu să fie prezentă după cum, de exemplu grinda curbă este spaţială, sau, respectiv, plană încărcată normal pe planul ei. Dificultăţile suplimentare care apar în cazul existenţei momentului de torsiune sînt legate de faptul că secţiunea de cedare nu mai este plană (vezi paragrafele 5.2 şi 5.3) şi faptul că nu se poate anticipa care este poziţia zonei comprimate a secţiunii. De exemplu, normativul de proiectare [121], primul din lume care a standardizat verificarea la starea limită de rezistenţă pe baza echilibrului pe o secţiune strîmbă de rupere, impune ca verificarea condiţiilor (5.48) pentru un element cu secţiunea dreptunghiulară simetric armată faţă de verticală să se facă pentru poziţiile zonei comprimate din fig. 5.49.

O altă metodă de verificare la starea limită de rezistenţă la torsiune prevede determinarea lui $M_{t\,cap}$ în relaţiile (5.84) pe baza *analogiei cu grinda cu zăbrele*. În cadrul acestei metode se consideră elementul fisurat, direcţiile eforturilor unitare principale provocate de torsiune acţionînd independent şi armătura ajunsă la curgere sub efectul efortului unitar principal de întindere σ_1 (fig. 5.50). În comparaţie cu metoda echilibrului limită după secţiuni

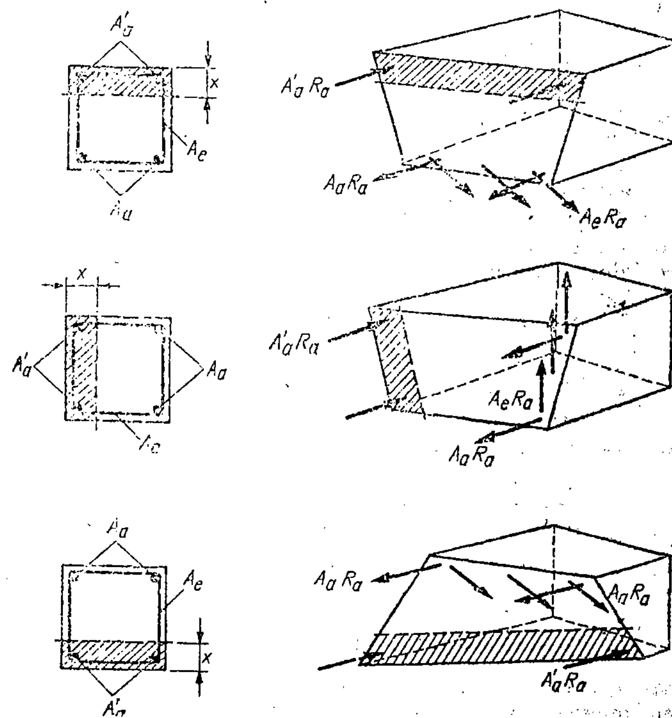


Fig. 5.49

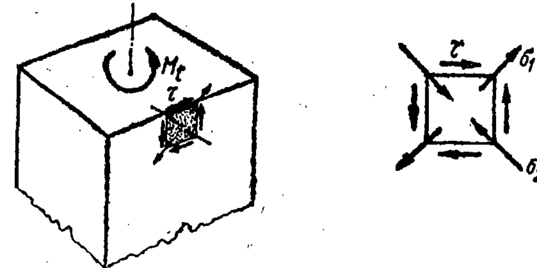


Fig. 5.50

strîmbe, metoda analogiei cu grinda cu zăbrele are avantajul unor calcule mai simple dar şi inconvenientul de a nu exploata toate rezervele de rezistenţă la torsiune ale elementului prin faptul că se consideră o distribuţie de eforturi anterioară celei corespunzătoare epuizării capacităţii de rezistenţă. Trebuie menţionat, însă, că diferenţa între valoarea mai corectă a lui $M_{t\,cap}$ stabilită pe baza *echilibrului limită în secţiuni strîmbe* şi valoarea mai aproximativă dar acoperitoare a lui $M_{t\,cap}$ stabilită pe baza *analogiei grinzii cu zăbrele* este mică în multe din cazurile cel mai frecvent întîlnite în practică.

Pe aceste considerente, în STAS 10 107/0-90 se prevede ca proiectarea la starea limită de rezistenţă a elementelor torsionate să se poată face pe baza metodei analogiei cu grinda cu zăbrele, aşa cum de altfel a fost prevăzut în toate ediţiile anterioare ale prescripţiilor de proiectare ale betonului armat din ţara noastră bazate pe metoda stărilor limită.

În cele ce urmează se face o succintă prezentare a prevederilor de calcul la starea limită de rezistenţă la torsiune cu încovoiere pe baza metodei analogiei cu grinda cu zăbrele.

5.4.2. Secţiuni simple

Pentru eliminarea riscului cedării betonului sub eforturile principale de compresiune, secţiunea transversală a elementului trebuie să respecte condiţia

$$\frac{Q}{bh_0} + \frac{M_t}{W_{tp}} \leq 4\ R_t \qquad (5.85)$$

unde Q şi M_t reprezintă valorile de calcul ale forţei tăietoare şi respectiv momentului de torsiune; b şi h_0 — lăţimea secţiunii la nivelul axei neutre şi înălţimea utilă a secţiunii stabilite pe baza calculului la starea limită de rezistenţă sub acţiunea valorilor de calcul ale momentului încovoietor M şi forţei axiale N.

W_{tp} este modulul de rezistenţă la torsiune calculat considerînd secţiunea ideal plastică (vezi tabelul 5.9).

Dacă se respectă condiţia

$$\frac{Q}{bh_0} + \frac{M_t}{W_{tp}} \leq 0{,}5\ R_t, \qquad (5.86)$$

atunci se evită practic fisurarea înclinată a elementului, armarea sa transversală se alege constructiv, iar armătura longitudinală rezultă din calculul la starea limită de rezistenţă la M cu sau fără N.

Tabelul 5.9. **Valorile modulului de rezistenţă**

Forma secţiunii transversale	W_{tp}
h; b	
b_2; 90°; G; 90°; h; b; b_1 — G = centrul de greutate al secţiunii	Pentru $h \leqslant 4b$ $W_{tp} = \frac{b^2 h}{6}\left(3 - \frac{b}{h}\right)$ La triunghi $b_2 = 0$
D	
D; d	$W_{tp} = \frac{\pi}{12}(D^3 - d^3)$ La secţiuni circulare $d=0$

Dacă nu se respectă condiţia precedentă, atunci armătura longitudinală (rezultată din calculul la starea limită de rezistenţă la încovoiere cu sau fără forţă axială) şi transversală (rezultată din calculul la starea limită de rezistenţă la forţa tăietoare) se suplimentează cu armătura necesară pentru preluarea momentului de torsiune M_t.

Sînt utilizate două tipuri de amături pentru torsiune: cu fretă (spirală) înclinată la 45° faţă de axa elementului (fig. 5.51) şi cu armături longitudinale, distribuite cît mai uniform pe conturul secţiunii şi etrieri închişi cu ramuri suprapuse (fig. 5.52). Deşi conduce la o arie totală de armătură mai mare, al doilea tip de armare este mai folosit în practică atît pentru că este mai simplu de realizat dar, mai ales, pentru că permite preluarea momentului de torsiune în ambele sensuri de acţiune ale acestuia.

Armătura suplimentară sub formă de fretă (fig. 5.51) se calculează cu relaţia

$$A_s \leqslant \frac{M_t s}{2\sqrt{2}\, A_{bs} R_a} \tag{5.87}$$

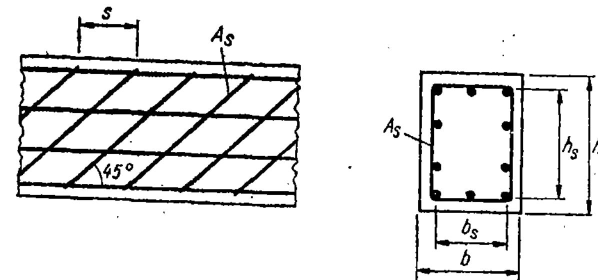


Fig. 5.51

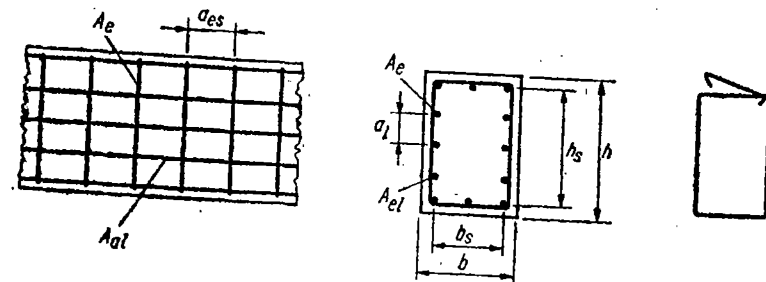


Fig. 5.52

Armătura suplimentară sub formă de bare longitudinale şi etrieri (fig. 5.52) se calculează cu relaţiile

$$\Sigma A_{al} \geqslant \frac{M_t U}{2A_{bs}R_a} \tag{5.88 a}$$

$$A_e \geqslant \frac{M_t a_{es}}{2A_{bs}R_a} \tag{5.88 b}$$

În relaţiile precedente s-au folosit notaţiile: M_t — momentul de torsiune de calcul; U şi A_{bs} perimetrul şi respectiv aria secţiunii transversale a elementului, delimitată de armăturile rezistente la torsiune (vezi fig. 5.53); A_e — aria unei ramuri de etrier perimetral de torsiune; a_{es} — distanţa între etrierii de torsiune.

În relaţia (5.88, *a*) suma ΣA_{al} se referă la toate barele longitudinale rezistente la torsiune.

Relaţiile precedente pot, binenţeles, să fie folosite şi la *verificarea* elementului (verificarea condiţiei $M_t \leqslant M_{t\,cap}$) dacă termenii de stînga se iau egali cu ariile de armătură efective disponibile în element pentru preluarea torsiunii.

În legătura cu alegerea şi dispunerea armăturii la suprapunerea ariilor de armătură longitudinală şi transversală necesare pentru stările limită de

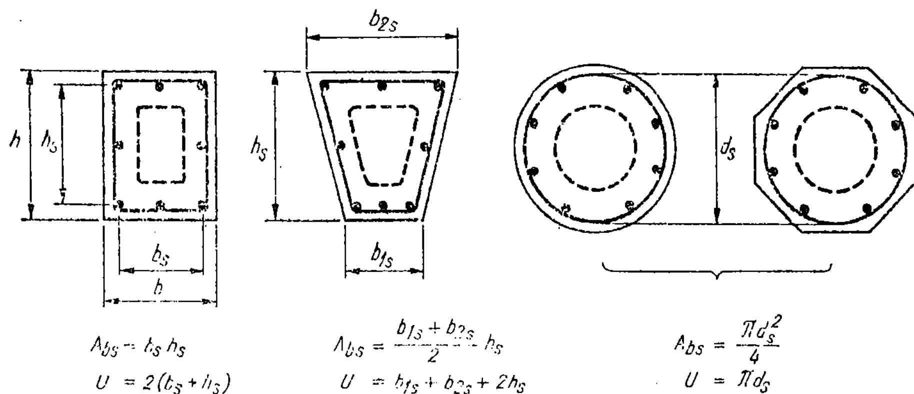


Fig. 5.53

rezistență la încovoiere cu sau fără forță axială, la forță tăietoare și la torsiune sînt de făcut unele observații.

Armătura longitudinală necesară pentru M și, dacă este cazul, N se dispune pe fața întinsă de încovoiere (dacă există numai A_a) sau pe fețele întinsă și comprimată de încovoiere (dacă există și A_a și A'_a), în timp ce armătura longitudinală necesară pentru M_t trebuie dispusă cît mai uniform pe toate fețele secțiunii.

Astfel armătura longitudinală de încovoiere de la partea întinsă A_a va fi suplimentată ca o fracțiune A_{t1} a armăturii de torsiune, armăturii A'_a din zona comprimată i se va adăuga de asemenea o cantitate de armătură de torsiune A_{t1}, (suplimentarea armăturii A'_a este de fapt necesară numai în situația în care solicitarea la încovoiere are caracter alternant), în timp ce pe fețele laterale se va plasa echidistant restul armăturii longitudinale de torsiune $(A_1 - 2A_{t1})$.

Etrierii perimetrali se realizează cu ramuri suprapuse (vezi fig. 5.52). De regulă, pe considerente de unificare a formei, toți etrierii perimetrali (atît cei destinați preluării momentului de torsiune, cît și cei cu rol de a prelua efectul forței tăietoare) se realizează în acest fel, și atunci aria secțiunii unei ramuri de etrier perimetral A_e și distanța a_e dintre aceștia vor asigura un coeficient de armare μ_{ep} care să respecte condiția:

$$\mu_{ep} = \frac{2A_e}{ba_e} \geq \mu'_e + \mu_{eT} \qquad (5.89)$$

unde μ'_e reprezintă diferența între coeficientul de armare μ_e al etrierilor necesari pentru forța tăietoare (stabilit conform procedurii indicate în cap. 5.3) și coeficientul de armare realizat cu etrieri neperimetrali (dacă nu există decît etrieri perimetrali evident că $\mu'_e = \mu_e$) iar μ_{eT} reprezintă coeficientul de armare cu etrieri necesar pentru preluarea momentului de torsiune (considerînd ambele ramuri ale fiecărui etrier perimetral). Pe baza relației (5.88 b) rezultă:

$$\mu_{eT} = \frac{M_t}{bA_{bt}R_a} \qquad (5.90)$$

5.4.3. Secțiuni compuse deshise

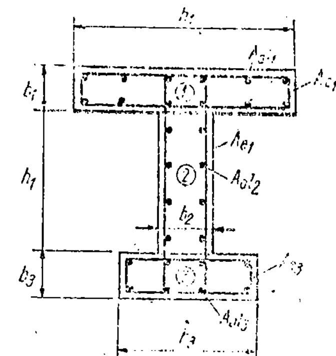


Fig. 5.54

În cazul secțiunilor care pot fi considerate în calcul ca fiind compuse din n dreptunghiuri se poate repartiza momentul de torsiune M_t pe secțiune dreptunghiurilor componente, urmînd ca armătura fiecărui dreptunghi să se calculeze conform prevederilor din paragraful precedent. Momentul de torsiune M_{ti} care revine unui dreptunghi i în cazul secțiunii din fig. 5.54 se poate calcula cu relația

$$M_{ti} = M_t \frac{I_{ti}}{\sum_{i=1}^{n} I_{ti}} \qquad (5.91)$$

unde I_{ti} reprezintă momentul de inerție la torsiune și se poate calcula cu relația

$$I_{ti} = \eta_i b_i^3 h_i \qquad (5.92)$$

unde η_i se ia conform tabelului (5.10).

Tabelul 5.10. **Valorile coeficientului η pentru un dreptunghi de laturi b și h**

h/b	2	2,5	3	4	6	8	10	∞ (placă)
η	0,229	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

Relația (5.92) este stabilită în rezistența materialelor pentru bare din materiale elastice solicitate la răsucire liberă (mai exact cu deplasare liberă). Aceasta presupune rotirea rigidă a secțiunii transversale și absența eforturilor unitare normale pe secțiunea transversală (absența deformațiilor de forfecare încovoiere în planul dreptunghiurilor componente). Aceste condiții nu se întîlnesc de fapt în practică, dar dacă grosimea pereților profilului este relativ mare în raport cu dimensiunile secțiunii, ca în cazul secțiunilor obișnuite de beton armat atunci comportarea elementului este apropiată de cea asociată condițiilor ideale ale torsiunii libere.

5.5. CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ȘI ARMĂTURĂ ÎN STADIUL DE EXPLOATARE

Așa cum s-a arătat la capitolul 1, prin concepția standardului se urmărește să se analizeze comportarea elementelor de beton armat atît în stările limită ultime, a căror depășire conduce la cedarea elementului sau a structurii în ansamblu, cît și în stările limită ale exploatării normale, a căror depășire presupune o exploatare necorespunzătoare sau chiar întreruperea exploatării construcției.

Pentru încărcările curente de exploatare, elementele de beton armat lucrează în stadiul II, caracterizat prin fisurarea betonului din zonele întinse și prin valori de eforturi unitare în armătură și în betonul comprimat relativ depărtate de valorile rezistențelor respective.

Verificarea la stările limită de deschidere a fisurilor, de deformație, precum și verificarea la starea limită de oboseală implică stabilirea eforturilor unitare din armătură și din betonul comprimat în stadiul II sau a rigidității secționale corespunzătoare acestui stadiu.

Schema de calcul pentru stabilirea eforturilor unitare și a deformațiilor specifice în secțiuni normale este definită de următoarele ipoteze (fig. 5.55):

a. secțiunile plane înainte de deformare rămîn plane și după deformare;

b. contribuția betonului întins nefisurat se neglijează;

c. relația între eforturi și deformații în armătură și în betonul comprimat este liniară.

Prima dintre ipoteze admite că deformațiile longitudinale ale betonului și oțelului în diferite puncte ale secțiunii sînt proporționale cu distanța la axa neutră. Fisurile din zona întinsă a betonului implică anumite lunecări între armătură și betonul înconjurător, incompatibile cu ipoteza Bernoulli.

Însă, dacă așa cum s-a arătat la capitolul 5.2 ipoteza secțiunilor plane este acceptabilă pentru calculul secțiunilor la starea limită de rezistență,

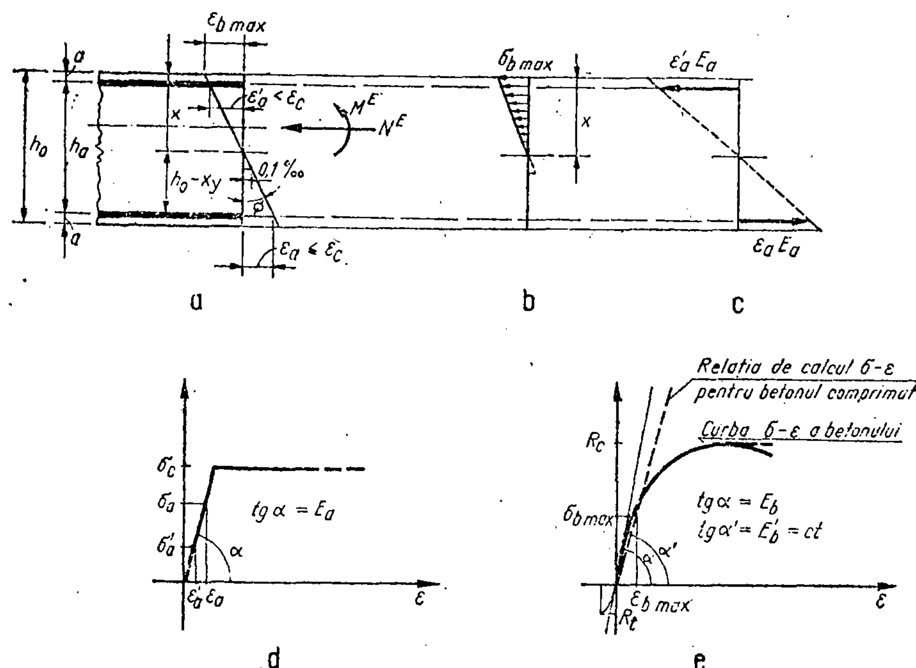


Fig. 5.55. Ipotezele schemei de calcul pentru stabilirea eforturilor unitare în stadiul II
a) distribuția deformațiilor specifice pe secțiune;
b) distribuția eforturilor unitare în beton;
c) distribuția eforturilor unitare în armături;
d) relația σ — ε pentru armăturile de oțel
e) relație σ — ε pentru beton.

cu atît mai mult ea poate fi admisă ca ipoteză de lucru pentru condițiile de solicitare în exploatare, cu referire la secțiuni și axă deformată medii.

Este de subliniat totuși, că dacă această ipoteză este cu totul satisfăcătoare pentru calculul săgeților, utilizarea ei pentru stabilirea eforturilor în anumite puncte poate conduce la aproximații mai însemnate în raport cu nivelul de rigurozitate al metodei de calcul.

Cea de a doua ipoteză este întru totul acceptabilă și aduce considerabile simplificări în calculul eforturilor. Neglijarea contribuției betonului întins nefisurat din secțiunea fisurată poate conduce la diferențe sesizabile în raport cu comportarea reală numai în cazul secțiunilor cu procente mici de armare supuse la eforturi secționale reduse.

A treia ipoteză, care este riguroasă pentru armăturile de oțel solicitate sub nivelul efortului unitar de curgere (de fapt aceasta este condiția care definește superior domeniul stadiului II) este acceptabilă și pentru betonul comprimat solicitat la eforturile de exploatare. Deși deformația betonului înglobează o componentă plastică chiar la valori reduse ale efortului unitar, este cunoscut faptul că atîta vreme cît valoarea maximă a efortului unitar nu depășește un anumit prag, în jurul a 0,5 R_b, deformațiile diferitelor fibre în secțiune, dezvoltate cu viteze diferite dar în timp egal, sînt la fiecare moment al încărcării practic proporționale cu eforturile unitare. Sub acest prag de solicitare, care în mod obișnuit nu este depășit în exploatarea normală a construcțiilor de beton armat, componenta viscoasă, de curgere lentă a deformației produsă de încărcarea de lungă durată, este de asemenea proporțională cu efortul unitar.

Dacă solicitarea în exploatare este relativ mare și deformația specifică a fibrei celei mai comprimate a secțiunii depășește cca. $1^0/_{00}$, distribuția eforturilor unitare capătă o formă curbă. În redactările mai vechi ale standardului pentru calculul elementelor de beton armat pentru situațiile în care efortul $\sigma_{b\ max}$ depășea valoarea R_c se prevedea o diagramă trapezoidală a eforturilor de compresiune din beton, soluție păstrată în actuala redactare numai pentru cazul betonului precomprimat.

STAS 10 107/0-90 ca și redactarea din 1976 a acestui standard admite distribuția liniară a eforturilor unitare în betonul din zona comprimată. Pentru a realiza o mai bună apropiere a schemei de calcul cu comportarea reală, la stabilirea valorii constante a modulului de elasticitate secant, E'_b, s-a urmărit să se țină seama în mod global de caracterul neliniar al relației $\sigma-\varepsilon$, în concordanță cu nivelul solicitării și cu ponderea încărcărilor de durată.

În STAS 10 107/0-76 relația utilizată pentru calculul modulului de deformație al betonului era:

$$E'_b = \frac{E_b}{\left(1 + \mu\frac{R_a}{40}\right)(1 + v\bar{\varphi})} \tag{5.93}$$

în care: μ este coeficientul de armare corespunzător armăturii longitudinale din zona întinsă; $\bar{\varphi}$ — caracteristica finală a deformației în timp; v — raportul dintre efortul secțional de lungă durată și efortul total.

Prin structura expresiei (5.93) se urmărea corelarea modulului de deformație, atît cu mărimea efortului unitar (proporțională cu forța de întindere din armăturile întinse, deci cu μR_a), cît și cu efectul deformațiilor în timp, în ipoteza curgerii lente liniare.

Relaţia (5.93) exprimă însă o variaţie exagerat de pronunţată a lui E_b' faţă de parametrii μ şi R_a, conducînd la valori exagerat de mici ale modulului de deformaţie în raport cu valorile experimentale şi cu valorile prescrise de alte norme, chiar pentru cazul încărcării de scurtă durată. De asemenea, se poate aprecia că prin utilizarea valorilor $\bar{\varphi}$ corespunzătoare betonului simplu expresia (5.93) introduce un efect exagerat al acţiunii curgerii lente. Astfel, prezenţa armăturii, în special a celei comprimate, reduce deformaţia în timp a betonului pe de o parte, iar redistribuţia eforturilor în secţiune ca urmare a deformaţiilor viscoase este caracterizată în general prin reducerea eforturilor unitare în beton, pe de altă parte.

Pe această bază în STAS 10 107/0-90 se dau expresiile:

$$E_b' = \frac{0{,}8}{1 + 0{,}5\, v\bar{\varphi}} E_b \qquad (5.94)$$

pentru betonul obişnuit şi

$$E_b' = \frac{0{,}9}{1 + 0{,}75\, v\bar{\varphi}} E_b \qquad (5.95)$$

pentru betonul cu agregate de granulit.

În cazul elementelor din beton de granulit s-a adoptat factorul 0,9 faţă de 0,8 în cazul elementelor de beton greu, pentru a ţine seama de caracterul mai puţin plastic al deformaţiilor acestui beton, precum şi o valoare mai mare a coeficientului de multiplicare a caracteristicii curgerii lente pentru a ţine seama de deformaţia în timp mai pronunţată a betonului cu agregate uşoare, în raport cu cea a betonului greu.

Pe baza acestor valori ale modulului de deformaţie al betonului rezultă valori ale coeficientului de echivalenţă $n_e' = \dfrac{E_a}{\psi E_b'}$ (ψ — raportul între deformaţia specifică medie şi cea din dreptul fisurii în armătura întinsă), prin intermediul căruia se face corelarea între deformaţiile longitudinale şi eforturile unitare din armăturile întinse de oţel, de pînă la 25—30, substanţial mai reduse decît valorile prescrise în STAS 10 107/0-76, dar şi substanţial mai mari decît cele utilizate în metoda rezistenţelor admisibile, care se încadrau în limitele 10—15.

Adoptarea unor valori mai ridicate pentru n_e', conduce la valori acoperitoare ale eforturilor unitare din armături şi deci la soluţii acoperitoare în calculul elementelor la starea limită de deschidere a fisurilor sau în calculul săgeţilor.

Deoarece, pentru valorile curente cuprinse între 0,7 şi 1 indicele de „conlucrare" ψ nu influenţează semnificativ valorile eforturilor unitare în armătură şi beton apare indicat să se aproximeze $n_e = \dfrac{E_a}{\psi E_b'} \approx n_e' = \dfrac{E_a}{E_b'}$, această aproximare aducînd şi o simplificare importantă a calculului.

Calculul practic al eforturilor unitare în beton şi în armăturile de oţel presupune considerarea simultană a condiţiilor de echivalenţă statică, de compatibilitate a deformaţiilor (legea lui Bernoulli) şi a legilor fizice pentru oţel şi beton (aceasta aproximată prin legea liniară $\sigma_b = E_b'\varepsilon_b$), care oferă un număr egal de ecuaţii cu cel al necunoscutelor.

Rezolvarea implică exprimarea prin intermediul condiţiilor geometrice şi fizice a eforturilor unitare din armături şi în fibra cea mai comprimată de beton în raport cu unul singur dintre acestea. Făcînd substituirile respective în ecuaţiile de echivalenţă statică se obţine un sistem de două ecuaţii cu două necunoscute. În cazul general al solicitării de încovoiere cu efort axial sistemul se reduce la o ecuaţie de gradul 3 în timp ce în cazul particular al încovoierii simple înălţimea zonei comprimate se poate obţine direct din ecuaţia de proiecţie, ecuaţia de gradul 2 în x (x — înălţimea zonei comprimate).

Relaţiile generale pentru stabilirea eforturilor unitare în beton şi armături în stadiul II de lucru, pentru elemente solicitate la încovoiere (momentul de exploatare M^E) cu efort axial (N^E) sînt următoarele (fig. 5.56):

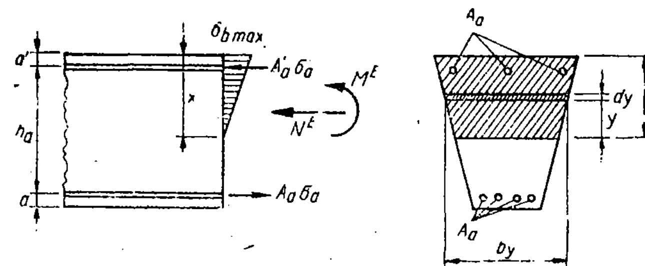


Fig. 5.56

$$N^E = \frac{\sigma_{b\,max}}{x} S_{bc} + A_a'\sigma_a' - A_a\sigma_a \qquad (5.96)$$

$$M^E + N^E \frac{h_a}{z} = \frac{\sigma_{b\,max}}{x} [(h_0 - x) S_{bc} + I_{bc}] + A_a'\sigma_a' h_a \qquad (5.97)$$

$$\sigma_a = \frac{n_e}{\psi} \frac{h_0 - x}{x} \sigma_{b\,max} \qquad (5.98)$$

$$\sigma_a' = n_e \cdot \frac{x - a'}{x} \sigma_{b\,max} \qquad (5.99)$$

În relaţiile (5.96) şi (5.97) s-a considerat că efortul axial este cel de compresiune.

S-au făcut notaţiile:

$$S_{bc} = \int_0^x b_y y \,\mathrm{d}y \qquad (5.100)$$

momentul static al zonei comprimate în raport cu axa neutră.

$$I_{bc} = \int_0^x b_y y^2 \,\mathrm{d}y \qquad (5.101)$$

momentul de inerţie al zonei comprimate în raport cu axa neutră.

În cazul elementelor încovoiate cu secţiuni complicate apare mai avantajoasă organizarea rezolvării plecînd de la o secţiune omogenă („ideală")

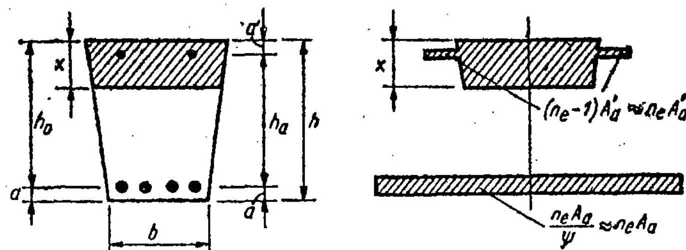


Fig. 5.57

de beton, obţinută prin înlocuirea armăturilor printr-o secţiune echivalentă (echivalarea prin intermediul coeficientului n_e) de beton (fig. 5.57).

Această echivalare permite calculul eforturilor unitare cu ajutorul expresiilor din Rezistenţa materialelor omogene şi elastice.

Dacă se procedează în acest mod, calculul eforturilor unitare în stadiul II, în beton şi în armăturile întinse A_a şi comprimate A'_a, pentru un moment de exploatare M^E implică operaţiile următoare:

a. Stabilirea poziţiei axei neutre din condiţia de egalitate a momentelor statice ale ariilor zonelor comprimată şi respectiv întinsă;

$$S_{bc} + n_eA'_a(x - a') - \frac{n_e}{\psi} A_a(h_0 - x) = 0 \qquad (5.102)$$

La echivalarea armăturii comprimate s-a considerat $(n_e - 1) \approx n_e$

Din analiza ecuaţiei (5.102) se observă că înălţimea zonei comprimate depinde numai de caracteristicile geometrice şi de deformaţie ale secţiunii, fiind practic constantă pe tot domeniul stadiului II, indiferent de valoarea momentului încovoietor (variaţia lui ψ cu M^E este foarte redusă).

b. Determinarea momentului de inerţie a secţiunii ideale în raport cu axa neutră:

$$I_{bi} = I_{bc} + \frac{n_e}{\psi} A_a(h_0 - x)^2 + n_eA'_a(x - a')^2 \qquad (5.103)$$

c. Calculul efortului unitar $\sigma_{b\,max}$ în fibra cea mai comprimată şi al eforturilor unitare din armături cu relaţiile:

$$\sigma_{b\,max} = \frac{M^E}{I_{bi}} x \qquad (5.104)$$

$$\sigma'_a = n_e \frac{M^E}{I_{bi}} (x - a') \qquad (5.105)$$

$$\sigma_a = \frac{n_eM^E}{\psi I_{bi}} (h_0 - x) \qquad (5.106)$$

Aşa cum s-a arătat, valoarea coeficientului ψ care intervine în relaţiile (5.96) ... (5.106) se poate lua egală cu 1.

Relaţiile pentru calculul eforturilor unitare din beton şi armături în secţiuni cu forme uzuale sînt date în capitolul 8.

În cazurile curente STAS 10 107/0-90 permite ca efortul unitar din armătura întinsă să se determine cu relaţia:

$$\sigma_a \cong 1{,}1 \frac{R_a}{\bar{n}} \cdot \frac{A_{a\,nec.}}{A_{a\,ef.}} \approx 0{,}85\, R_a \frac{A_{a\,nec.}}{A_{a\,ef.}} \qquad (5.107)$$

în care: $\bar{n}$ este coeficientul mediu al încărcărilor; în cazul încovoierii o aproximaţie mai bună se obţine înlocuind $\bar{n} = \frac{M^E}{M}$, respectiv cu raportul dintre momentul din încărcările de exploatare şi momentul de calcul; $A_{a\,nec.}$ — aria de armătură întinsă necesară din calculul la starea limită de rezistenţă; $A_{a\,ef.}$ — aria de armătură întinsă efectivă.

Coeficientul 1,1 ia în considerare raportul între braţul de pîrghie al eforturilor interioare în stadiile II şi respectiv III.

Expresia aproximativă (5.107) este utilă în special în cazul elementelor solicitate la încovoiere cu efort axial, la care un calcul „exact" este mai anevoios.

Avînd în vedere că iniţierea curgerii în armătura din zona întinsă reprezintă teoretic limita superioară a stadiului II de lucru al elementelor de beton armat, modelul de calcul utilizat pentru determinarea eforturilor unitare în beton şi în armătură în stadiul de exploatare poate fi aplicat şi pentru stabilirea unor caracteristici ale comportării în domeniul inelastic, cum sînt valorile M_c şi Φ_c, ale momentului încovoietor şi a rotirii specifice corespunzătoare atingerii limitei de curgere în armătura întinsă (fig. 5.58). Aceste caracteristici sînt necesare în analizele postelastice, statice sau dinamice (seismice) ale structurilor de beton armat.

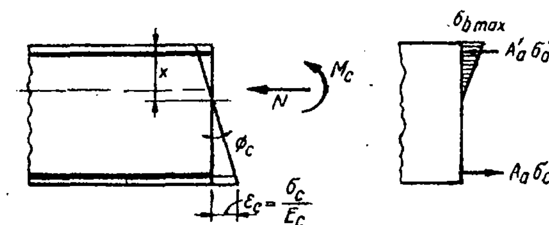


Fig. 5.58

O dată stabilită poziţia axei neutre pe baza ipotezelor definite în fig.5.58 rezultă $\Phi_c = \frac{\sigma_c}{E_a(h_0 - x)}$, iar M_c dintr-o ecuaţie de moment.

5.6. CALCULUL LA STAREA LIMITĂ DE FISURARE

5.6.1. Consideraţii introductive

Fisurarea în exploatare a elementelor de beton armat este inevitabilă, fapt stabilit încă de la începuturile utilizării betonului armat ca material de rezistenţă pentru structuri.

Fisurarea este urmarea, în primul rînd a eforturilor de întindere produse de unele solicitări (încovoiere, forţă tăietoare, torsiune şi tracţiune), dar

şi a unor eforturi de aderenţă excesive sau a acţiunii unor forţe concentrate de compresiune, în special în zona reazemelor unor elemente de beton armat.

De asemenea, o fisurare cu caracter întîmplător, în sensul că aceasta nu poate fi reflectată de o manieră riguroasă prin modelele de calcul, poate apărea chiar înainte de punerea sub sarcină datorită unor factori de mediu, a tehnologiei de execuţie sau ca urmare a unor deformaţii împiedicate.

Dintre cauzele care produc fisurile din această a doua categorie sînt de menţionat efectele contracţiei împiedicate a betonului (atît la exteriorul elementului prin legături structurale, cît şi în interiorul acestuia de către armătura de oţel), a variaţiei de temperatură, tehnologice sau climatice, a tasărilor diferenţiale de reazem în cazul structurilor static nedeterminate, tasarea betonului proaspăt, acţiunea îngheţului şi a dezgheţului repetat, efectele unor tehnologii de execuţie insuficient puse la punct (decofrări timpurii, unele imperfecţiuni în regimul de tratare termică în vederea întăririi accelerate a betonului în elemente prefabricate, defecţiuni în funcţionarea cofrajelor glisante etc).

În general prescripţiile de proiectare a structurilor de beton armat prevăd verificări prin calcul numai pentru controlul fisurării produse de acţiunea încărcărilor, considerîndu-se că evitarea dezvoltării peste limitele admise a fisurării din alte cauze se asigură în mod implicit prin reguli de alcătuire constructivă şi evident, prin adoptarea unor tehnologii de execuţie corespunzătoare din acest punct de vedere.

Fisurarea nu prezintă un inconvenient în exploatarea elementelor de beton armat atîta vreme cît deschiderea fisurilor se situează sub anumite limite. Aceste limite depind în principal de exigenţele de aspect şi de durabilitate, în special privind coroziunea armăturii, precum şi de asigurarea unor funcţiuni specifice ca de exemplu: asigurarea etanşeităţii pentru pereţii recipienţilor de lichide şi de gaze, evitarea dezvoltării unor agenţi patogeni sau a unor insecte, al căror sediu poate fi constituit de fisurile prea deschise din elementele de beton armat, pentru cazul rezervoarelor de apă potabilă şi al silozurilor de cereale sau asigurarea unei izolaţii fonice corespunzătoare, ştiut fiind faptul că fisurarea exagerată afectează negativ această proprietate.

Bazat pe aceste considerente, STAS 10 107/0-90 prevede pentru controlul fisurării elementelor de beton armat un calcul la starea limită de deschidere a fisurilor. Verificarea se face punînd condiţia ca *deschiderile medii*, normale şi înclinate, calculate pentru încărcările de exploatare să nu depăşească anumite valori limită.

În principiu stabilirea diferenţiată a deschiderilor limită ale fisurilor trebuie să fie rezultatul unei analize complexe a unor factori ce privesc funcţiunea construcţiei, condiţiile de mediu (umiditate, temperatură, eventuala saturare cu apă, prezenţa agenţilor corozivi, a curenţilor electrici etc.), sensibilitatea la coroziune a armăturilor (mai mare la armăturile cu diametru redus) variabilitatea încărcărilor. În absenţa unui studiu de fundamentare în această problemă în STAS 10 107/0-90 se menţin valorile şi criteriile mai simpliste de stabilire a deschiderilor admise ale fisurilor din precedenta redactare a prescripţiei. Valorile admise ale deschiderii fisurilor din standardul românesc sînt cuprinse între 0,1 şi 0,3 mm şi ele reprezintă limitări ale deschiderilor medii calculate, pericolul efectiv de coroziune apărînd la deschideri cu cel puţin 50—70% mai mari decît valorile admise. În alte prescripţii, ca de exemplu în Codul Model CEB-FIP verificarea deschiderii fisurilor se face la nivelul valorilor maxime probabile („caracteristice") ale încărcărilor, estimate ca fiind de 1,7 ori mai mare decît valorile medii. Desigur, în aceste condiţii, valorile limită admise sînt mai ridicate decît cele din prescripţiile româneşti.

Experienţa inginerească acumulată din cercetarea comportării în exploatare a structurilor de beton armat permite să se evidenţieze observaţia că în cazul curent al elementelor structurale din clădirile civile şi industriale apariţia unor fisuri excesiv de deschise în exploatare poate să reflecte erori în calculul la starea limită de rezistenţă, în special datorită aprecierii incorecte a unor acţiuni sau a ignorării unor faze de lucru anterioare celei din operă, la care natura solicitării diferă de cea din exploatare.

Principalele tipuri de structuri şi elemente de beton armat, la care limitarea deschiderii fisurilor reprezintă o condiţie mai dificil de realizat, în unele cazuri această condiţie fiind chiar dimensionantă pentru cantitatea de armătură întinsă, sînt:

— pereţii recipienţilor de lichide şi gaze (rezervoare, cuvele castelelor de apă, conducte), solicitate la întindere centrică sau întindere excentrică cu excentricitate mică.

— pereţii silozurilor supuşi la presiunea materialelor pulverulente, solicitaţi la întindere centrică sau întindere excentrică cu excentricitate mică, la care solicitarea are un caracter repetat, uneori alternant şi chiar dinamic.

— plăcile planşeelor monolite sau prefabricate cu procente reduse de armare (de obicei cu STNB); în cazul realizării ca elemente prefabricate, fisurarea poate fi favorizată şi amplificată ca urmare a unor imperfecţiuni ale tehnologiei de execuţie (decofrarea prea timpurie, tratament termic necorespunzător), sau a manipulării, transportului şi depozitării defectuoase.

— în hale industriale grinzile care susţin calea de rulare a podurilor cu sarcini mari şi regim greu de lucru, la care, sub ciclurile de încărcare-descărcare de amplitudine mare, intervin deteriorări importante ale aderenţei şi implicit creşteri ale deschiderii fisurilor.

Pentru calculul la fisurare al unor elemente de beton armat, între care trebuie menţionate de exemplu elementele expuse fenomenului de oboseală, nu se dispune de un model de calcul în măsură să interpreteze suficient de fidel comportarea lor reală. În asemenea situaţii apare indicat, cel puţin pentru elementele de mare serie, ca adoptarea proiectelor tip şi omologarea elementelor să se facă numai pe baza unor verificări experimentale pe prototip în condiţii modelînd corect situaţia din exploatare.

În raport cu precedentele prescripţii româneşti pentru proiectarea structurilor de beton armat STAS 10 107/0-90 prezintă unele modificări în ceea ce priveşte calculul la starea limită de fisurare, şi anume:

a. Menţinînd modelul de calcul din prescripţiile anterioare privind stabilirea deschiderii medii a fisurilor normale, s-au introdus unele modificări în expresiile de calcul, apropiindu-le ca structură şi rezultate de expresiile de calcul corespunzătoare din Codul Model CEB—FIP.

Se poate aprecia că relaţiile de calcul din Codul Model CEB—FIP, fundamentate pe studii teoretice şi experimentale mai recente, sînt în măsură să reflecte mai fidel comportarea reală la fisurare a elementelor de beton armat, luînd în considerare într-o manieră mai riguroasă influenţa unor factori cum sînt conlucrarea dintre beton şi armătură, subapreciată în expresiile de calcul din prescripţiile româneşti anterioare, sau a unor factori ignoraţi, cum sînt distanţa dintre armături şi acoperirea cu beton a acestora.

b. S-a introdus verificarea prin calcul a fisurilor înclinate pornind de la un model de stabilire a deschiderii fisurilor înclinate, similar celui utilizat

pentru fisurarea normală la axa elementelor. La stabilirea relaţiilor de calcul s-au avut în vedere în principal expresiile similare din Codul Model CEB—FIP, precum şi unele studii efectuate în ţară în cadrul INCERC şi I.C.B.

Se renunţă astfel la modul de verificare a fisurilor înclinate din STAS 10 107/0-76 care poate fi apreciat ca neraţional şi prea acoperitor.

c. În cazul elementelor la care acţiunea încărcărilor are un caracter repetat (de exemplu grinzile de rulare, pereţii celulelor de siloz etc.) valorile de calcul ale deschiderii fisurilor se majorează cu 50%, pentru a ţine seama de condiţiile de lucru mai dezavantajoase, sub aspectul fisurării, ale acestor elemente.

Este important de reţinut însă, în încheierea acestei succinte prezentări a problematicii generale a calculului la fisurare a elementelor de beton armat, că acest calcul nu poate, de regulă, să reflecte cu exactitate comportamentul real la fisurare. Acest lucru se datorează nu numai inperfecţiunii modelului de calcul, ci, mai ales, considerabilei dispersii a caracteristicilor fizico-mecanice a materialelor (în primul rînd a rezistenţei la întindere a betonului), influenţei condiţiilor de execuţie şi abaterilor faţă de proiect ale acoperirii cu beton a armăturilor. Faţă de această realitate incontestabilă caracterul relativ complicat al unora din relaţiile de calcul poate apărea pretenţios şi nejustificat, fiind preferabile metodele de calcul simple, clare în măsură să asigure o comportare la fisurare corespunzătoare cerinţelor respective.

În ultima perioadă s-au făcut o serie de tentative de a propune asemenea proceduri de calcul, bazate în esenţă pe constatările comportării în exploatare a elementelor de beton armat. Deşi, avantajele unor asemenea metode, sînt, aşa cum s-a arătat, foarte importante pentru a le putea aplica pe scară largă în proiectare, ele trebuie confirmate de studii experimentale investigînd un domeniu suficient de larg de situaţii.

5.6.2. Calculul la fisurare în secţiuni normale

STAS 10 107/0-90, prevede pentru calculul la fisurare al elementelor de beton armat numai verificarea deschiderii fisurilor. În proiectarea elementelor de beton armat apare uneori şi necesitatea determinării valorii eforturilor de fisurare, fără ca aceasta să presupună în mod explicit verificări la starea limită de apariţie a fisurilor. O asemenea necesitate apare, de exemplu în proiectarea antiseismică a unor elemente cu secţiunea avînd tălpi dezvoltate în zona întinsă, caz în care forţa tăietoare asociată momentului de fisurare poate fi mai mare decît cea din stadiul ultim, la omologarea unor elemente prefabricate tip sau în anumite cercetări experimentale cînd se urmăreşte să se compare comportarea reală a elementelor de beton armat cu modelul de calcul.

STAS 10 107/0-90 nu dă explicit relaţii pentru stabilirea eforturilor de fisurare, pe considerentul că în proiectarea curentă nu apare această necesitate.

În situaţiile menţionate anterior în care aceste eforturi trebuie determinate, calculul are la bază ipotezele stadiului de lucru I al elementelor de beton armat, prin însumarea eforturilor preluate de betonul parţial plastificat în zona întinsă şi de armătură.

Considerînd o deformaţie limită a betonului întins de 0,1—0,15‰ şi ipoteza conlucrării perfecte dintre beton şi armătură rezultă că valoarea efortului unitar σ_a din armătura întinsă în stadiul solicitării plastice a be-

tonului întins este în medie 25 N/mm². În aceste condiţii expresiile pentru stabilirea eforturilor de fisurare sînt:

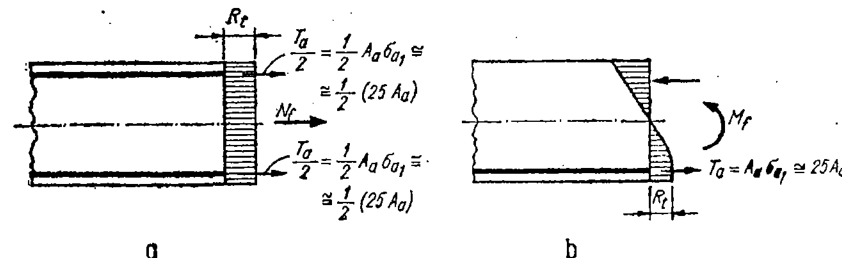


Fig. 5.59

— pentru elemente întinse centric (fig. 5.59 *a*)

$$N_f = A_b R_t + 25 A_a \tag{5.108}$$

în care: N_f este forţa de fisurare; A_b — aria secţiunii de beton; A_a — aria secţiunii de armătură;

— pentru elementele de beton armat încovoiate (fig. 5.59, *b*)

$$M_f = c_{pl} W_f R_t + 25\, A_a z_a \tag{5.109}$$

în care: M_f este momentul de fisurare al secţiunii; c_{pl} — coeficient subunitar care ia în considerare plastificarea parţială a zonei de beton întinse (vezi şi cap. 4); W_f — modulul de rezistenţă al secţiunii de beton în ipoteza plastificării complete a zonei întinse; z_a — braţul de pîrghie al efortului de întindere din armătură în raport cu punctul de aplicaţie al rezultantei eforturilor de compresiune din beton; pentru stabilirea lui z_a se admite simplificarea că poziţia axei neutre în momentul apariţiei fisurilor este aceeaşi ca în cazul secţiunii de beton simplu.

Luînd pentru secţiunile dreptunghiulare de dimensiuni b şi h, $z \simeq 0{,}0{,}8\, h$, se obţine relaţia:

$$M_f = 0{,}29\, c_{pl} b h^2 R_t + 20 A_a h \tag{5.109 a}$$

În ceea ce priveşte calculul valorii medii a deschiderii fisurilor, după cum s-a mai arătat, STAS 10 107/0-90 menţine acelaşi model de calcul din prescripţiile anterioare, pornind de la analiza unei situaţii de solicitare constantă (întindere centrică, încovoiere pură) pentru care se consideră o distribuţie regulată a fisurilor, situate la distanţe egale una de alta, λ_f. Deschiderea fisurii α_f, este datorată surplusului de deformaţie a armăturii, pe distanţa dintre două fisuri consecutive, în raport cu deformaţia betonului (lunecarea dintre beton şi armătură):

$$\alpha_f = \lambda_f (\varepsilon_{am} - \varepsilon_{bm}) \tag{5.110}$$

în care ε_{am} este alungirea specifică medie a armăturii, iar ε_{bm} — alungirea specifică medie a betonului.

Datorită caracterului întîmplător al formării fisurilor ca şi împrăştierii specifice a valorilor unor caracteristici ale materialelor, în special a rezistenţei la întindere şi a aderenţei betonului, expresia (5.110) trebuie considerată ca interpretînd media comportării reale.

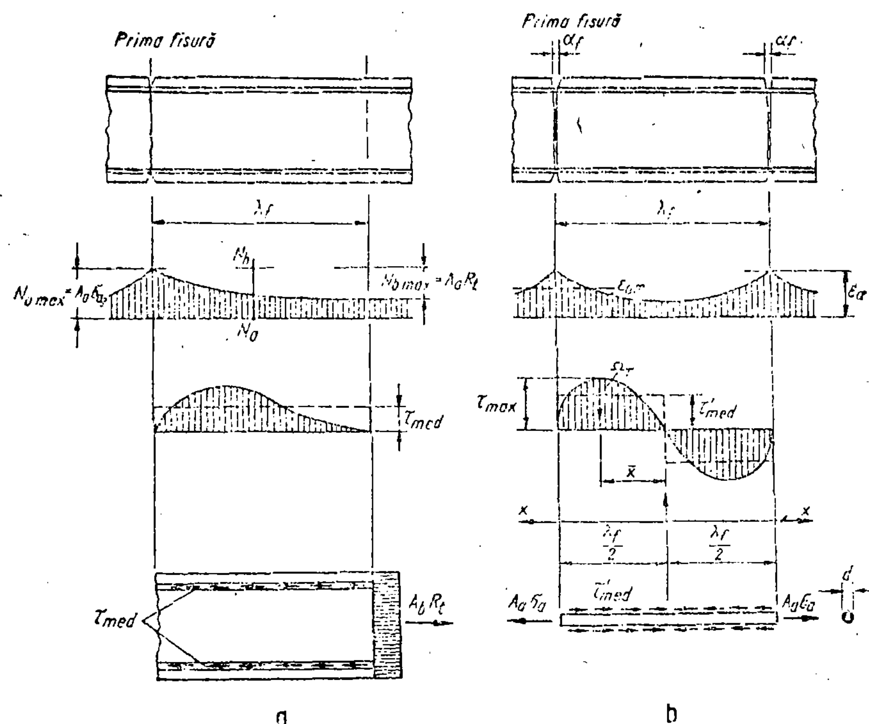


Fig. 5.60. Schema de calcul pentru stabilirea distanţei între fisuri şi a deschiderii fisurilor la elemente întinse centric: a) distribuţia eforturilor unitare după formarea primei fisuri; b) distribuţia eforturilor unitare după formarea celei de a doua fisuri.

În fig. 5.60 se prezintă schema de calcul a deschiderii fisurilor pentru cazul cel mai simplu al solicitării la întindere centrică.

Întrucît valorile ε_{bm} pot fi neglijate în raport cu valorile ε_{am}, fiind de aproximativ 10—15 ori mai mici decît acestea, pentru încărcările de exploatare, şi avînd în vedere şi efectul contracţiei betonului, calculul practic al deschiderilor fisurilor se face cu relaţia:

$$\alpha_f = \lambda_f \varepsilon_{am} \tag{5.111}$$

Distanţa λ_f dintre fisuri se stabileşte pornind de la schema din fig. 5.60, *a*, considerînd că pe distanţa între prima fisură, apărută întîmplător şi secţiunea unde poate apărea fisura imediat alăturată se transmite prin aderenţă de a armătură la beton un efort capabil să producă fisurarea betonului:

$$\lambda_f u\, \tau_{med} = k_1 A_{bt} R_t \tag{5.112}$$

din care rezultă:

$$\lambda_f = k_1 \frac{A_{bt}}{u} \cdot \frac{R_t}{\tau_{med}}, \tag{5.113}$$

în care: τ_{med} este efortul unitar mediu de aderenţă pe distanţa dintre două fisuri; k_1 — este un coeficient ce ia în considerare influenţa distribuţiei eforturilor de întindere în secţiune; pentru întindere centrică $k_1 = 1$; u — perimetrul total al armăturilor; A_{bt} — aria de înglobare a armăturilor. A_{bt} este limitată la o anumită arie adiacentă barei de armătură, deoarece distribuţia fisurilor la distanţe finite face ca numai o anumită zonă din betonul înconjurător să fie influenţată de bara respectivă. Valoarea A_{bt}, definită în fig. 5.61 prin suprafaţa haşurată a rezultat în urma unor studii teoretice şi experimentale. Ea este mai mică în multe situaţii decît cea prescrisă în STAS 10 107/0-76, care admite că A_{bt} cuprinde în întregime zona de beton întinsă a secţiunii. Astfel, expresia (5.113) conduce, în aceste situaţii, la distanţe λ_f mai reduse decît în calculul conform STAS 10107/0-76 ceea ce corespunde comportării reale a elementelor de beton armat. Beneficiază de această corecţie în special elementele masive, cu grosimi absolute mari, cum sînt cele întîlnite în unele construcţii hidrotehnice, pentru care expresiile din precedenta redactare a prescripţiei erau cu totul necorespunzătoare.

Este evident că aria A_{bt}, introdusă în relaţiile de calcul nu poate depăşi valoarea ariei zonei întinse a secţiunii în stadiul nefisurat.

Studii experimentale au dovedit că raportul $k_2 = R_t/\tau_{med}$ nu depinde practic de rezistenţa betonului, fiind influenţat în schimb de proprietăţile de aderenţă ale armăturii.

Pentru cazul barelor de acelaşi diametru, raportul A_{bt}/u se poate exprima după cum urmează:

$$\frac{A_{bt}}{u} = \frac{d}{4\mu_t} \tag{5.114}$$

în care: d este diametrul armăturii iar $\mu_t = A_a/A_{bt}$ este coeficientul de armare corespunzător ariei de înglobare a armăturii.

Notînd $A = \frac{k_1 k_2}{4}$, relaţia (5.113) devine:

$$\lambda_f = A \frac{d}{\mu_t} \tag{5.115}$$

Se observă că, dacă μ_t tinde spre infinit, λ_f tinde spre 0. Aceasta este în contradicţie cu faptul că distanţele între armături şi acoperirea cu beton

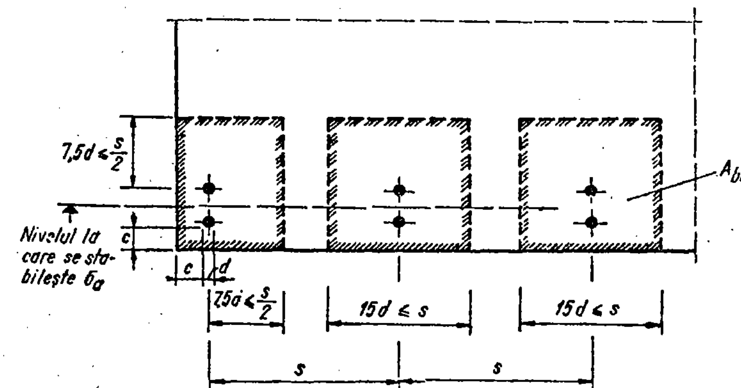


Fig. 5.61

au valori finite, ceea ce face ca deschiderile fisurilor să aibe valori finite chiar la procente foarte mari de armare. În consecinţă, expresia (5.115) trebuie corectată pentru a ţine seama de influenţa acoperirii cu beton şi a distanţei între bare. STAS 10 107/0-90, prevede pentru calculul distanţei între fisuri, relaţia (5.116), preluată din Codul Model CEB—FIP, relaţie stabilită pe baza unor cercetări experimentale:

$$\lambda_f = 2(c + 0,1s) + A\frac{d}{\mu_t} \tag{5.116}$$

în care: c este acoperirea cu beton în mm şi s — distanţa între bare în mm.

Trebuie făcută observaţia importantă că modelul teoretic pentru determinarea distanţei medii între fisuri nu ţine seama de slăbirile locale (îndeosebi datorită prezenţei armăturilor transversale), care în anumite condiţii pot decide distribuţia fisurilor. Astfel, spre exemplu, nu este logic să se pună la baza unui calcul al deschiderii fisurilor într-o grindă o distanţă între fisuri determinată „exact", de 180 mm sau 220 mm, dacă distanţa dintre etrieri este de 200 mm. Într-un asemenea caz, fisurile vor apărea aşa cum se constată în practică, în dreptul armăturilor transversale.

Observaţiile experimentale sugerează ca influenţa armăturii transversale în grinzi să fie luată în consideraţie prin rotunjirea în plus sau în minus a valorii calculate pentru distanţa medie între fisuri, pînă la distanţe dintre etrieri, dacă diferenţa nu este mai mare de circa 50 mm. De asemenea, constatările experimentale evidenţiază faptul că în cazul plăcilor de planşeu distanţa medie între fisuri este apropiată de grosimea plăcii, dacă distanţa dintre armături nu depăşeşte 15—20 d.

Alungirea specifică medie ε_{am} a armăturii pe distanţa dintre fisuri este mai mică decît alungirea specifică ε_a a armăturii în dreptul fisurii, datorită contribuţiei betonului întins între fisuri, care preia o parte din eforturile de întindere (fig. 5.60 *b*). Raportul subunitar $\psi = \varepsilon_{am}/\varepsilon_a$ între cele două deformaţii specifice reprezintă o măsură a aderenţei între beton şi armătură, motiv pentru care este denumit în mod curent *indice de conlucrare*.

Pornind de la schema de calcul din fig. 5.60, *b*, se poate scrie

$$\varepsilon_{am} = \psi\varepsilon_a = \varepsilon_a - 2\int_0^{\frac{\lambda_f}{2}} \frac{\tau_x u \, dx}{A_a E_a} = \varepsilon_a - \frac{2u}{E_a A_a}\int_0^{\frac{\lambda_f}{2}} \tau_x \, dx \tag{5.117}$$

Integrala din (5.117) reprezentînd aria diagramei eforturilor de aderenţă se poate exprima astfel:

$$\int_0^{\frac{\lambda_f}{2}} \tau_x \, dx = \frac{\lambda_f}{2}\tau'_{med} \tag{5.118}$$

în care $\tau'_{med} \neq \tau_{med}$ din (5.112) este efortul mediu de aderenţă în momentul care precede formarea celei de a doua serii de fisuri la distanţa $\frac{\lambda_f}{2}$.

Introducînd (5.117) în (5.118) şi punînd:

$$\frac{\lambda_f}{2}\tau'_{med} = \beta A_{bt} R_{tk} \tag{5.119}$$

se obţine:

$$\varepsilon_{am} = \varepsilon_a - \beta\frac{A_{bt}R_{tk}}{E_a A_a} = \varepsilon_a\left(1 - \beta\frac{A_{bt}R_{tk}}{A_a\sigma_a}\right) \tag{5.120}$$

Expresia din paranteză reprezintă valoarea lui ψ din STAS 10 107/0-90. Coeficientul β are o valoare practic constantă pentru un anumit oţel în stadiul de exploatare, fiind influenţat însă de natura solicitării.

Folosirea în calculul valorii indicelui de conlucrare a rezistenţei caracteristice a betonului R_{tk} este justificată prin faptul că se analizează o porţiune de o anumită lungime, la o stare limită de exploatare, corespunzînd astfel probabilistic o valoare mai apropiată de rezistenţa caracteristică a betonului.

Din echilibrul tronsonului de element din fig. 5.60, rezultă că efortul ce se poate transmite prin aderenţă de la armătură la beton nu poate depăşi $A_a\sigma_a$. Pe această bază raportul $\frac{A_{bt}R_{tk}}{A_a\sigma_a}$ din expresia lui ψ se limitează la 1.

Valorile β adoptate în STAS 10 107/0-90 conduc la valori mai mici decît cele din redactarea din 1976 a standardului. Se obţine astfel o corespondenţă mai bună cu expresiile coeficientului ψ din prescripţiile străine şi cu proprietăţile reale de aderenţă ale armăturilor, subapreciate în expresiile de calcul conform STAS 10 107/0-76.

În cazul elementelor solicitate la încovoiere, compresiune sau întindere excentrică cu excentricitate mare, expresiile de calcul se stabilesc pe baza unei scheme similare, corespunzătoare solicitării de încovoiere pură. Expresiile de calcul se consideră valabile şi pentru calculul deschiderii fisurilor normale în zonele în care acţionează forţa tăietoare.

În ceea ce priveşte valoarea efortului unitar σ_a în fisură, aceasta se stabileşte pe baza ipotezelor corespunzătoare stadiului II de lucru al elementelor de beton armat (capitolul 5.5).

În situaţiile curente, cînd cantitatea de armătură efectiv prevăzută este apropiată de cea necesară în calculul la starea limită de rezistenţă, se poate lua aproximativ:

$$\sigma_a = 0,85\ R_a \tag{5.121}$$

Coeficientul de reducere 0,85 ţine seama de raportul între eforturile luate în considerare la stările limită de fisurare şi de rezistenţă, pe de o parte, şi de raportul între valorile braţului de pîrghie ale eforturilor interioare în stadiile II şi III, pe de altă parte.

Modul aproximativ de determinare a efortului unitar în armătură apare indicat în cazurile unor elemente de secţiuni cu forme complicate sau al unor elemente supuse la solicitări compuse (încovoiere cu efort axial) situaţii în care calculul este mai anevoios.

În cazul elementelor încovoiate o aproximaţie mai bună se obţine utilizînd relaţia (5.107):

$$\sigma_a = 0,85\,R_a\frac{A_{a\,nec}}{A_{a\,ef}}$$

Verificarea deschiderii fisurilor prin compararea valorilor calculate cu relaţia (5.111) cu valorile limită prescrise de STAS 10 107/0-90 presupune că acoperirile cu beton ale armăturilor sînt cele minime necesare. În con-

ditiile în care se adoptă grosimi mai mari, ale stratului de acoperire, valorile admise ale deschiderilor de fisură pot fi mărite în raport $\frac{c}{c_{min}} \leq 1,5$. Aceasta, ca urmare a faptului că deschiderea fisurilor se reduce de la suprafaţa elementului spre suprafaţa armăturii şi deci o fisură mai deschisă la un strat de acoperire mai mare nu este, probabil, mai periculoasă decît o fisură mai puţin deschisă într-un strat de acoperire mai redus.

Aşa cum s-a arătat, coeficientul A din relaţia (5.115), capătă valori diferite în funcţie de natura solicitării, întindere sau încovoiere. Este de observat faptul că în cazul unor elemente de beton armat încovoiate, avînd secţiuni cu tălpi dezvoltate în zona întinsă condiţiile din punctul de vedere al fisurării sînt mai apropiate de cazul întinderii centrice.

În unele prescripţii străine, ca de exemplu în Codul Model CEB—FIP, se prevede ca elementele încovoiate, la care lăţimea tălpii întinse este de cel puţin 4 ori mai mare decît lăţimea inimii, să fie tratate în verificarea la fisurare ca elemente întinse, pentru dimensiuni relativ mai mici ale tălpii întinse dîndu-se reguli de interpolare între cazul întinderii şi cel al încovoierii (fig. 5.62).

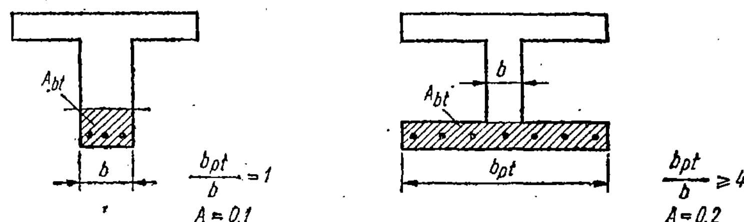


Fig. 5.62

În cazul elementelor curente, corect dimensionate la starea limită de rezistenţă, verificarea deschiderii fisurilor este, practic, întotdeauna satisfăcută şi standardul permite în aceste situaţii să nu se efectueze un calcul la fisurare.

În orice caz, în tabelul 15 A din anexă se dau valorile raportului $\frac{p_t}{d} = 100 \frac{\mu_t}{d}$, peste care nu mai este necesar să se efectueze calculul deschiderii fisurilor. Valorile depind de natura solicitării, de tipul de armătură şi de valoarea limită admisă a deschiderii fisurilor. Valorile $\left(\frac{p_t}{d}\right)_{min}$ s-au stabilit pornind de la relaţia generală de verificare a deschiderii fisurilor:

$$\alpha_f = \left[2(c + 0,1s) + 100\, A\, \frac{d}{p_t}\right]\psi \frac{\sigma_a}{E_a} \leq \alpha_{f\,adm} \tag{5.122}$$

Admiţînd în mod acoperitor că $B = 2\ (c + 0,1s) = 90$ mm, pentru elementele întinse, respectiv 80 mm pentru elementele încovoiate şi că $\psi\sigma_a = 0,85\ R_a$, se ajunge la expresia:

$$\left(\frac{p_t}{d}\right)_{min} = \frac{100\, A}{1,15\, \frac{E_a}{R_a}\alpha_{f\,adm} - B} \tag{5.123}$$

Principalul domeniu în care condiţia de deschidere a fisurilor poate dimensiona armătura elementelor de beton armat este acela al pereţilor de recipienţi, supuşi presiunii lichidelor, în condiţiile de solicitare la întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică, care implică limitarea foarte sever la 0,1 mm a valorii α_f.

Pentru verificări rapide în proiectarea acestor elemente s-a întocmit tabelul 17 A din anexă care furnizează valoarea limită a efortului unitar admis în armătură, funcţie de diametrul armăturilor şi de procentul de armare adoptat.

Particularizînd pentru acest caz relaţia (5.111) se obţine:

$$\alpha_f = \left[2(c + 0,1s) + 0,1\frac{d}{\mu_t}\right]\left(1 - 0,25\frac{R_{tk}}{\mu_t\sigma_a}\right)\frac{\sigma_a}{E_a} \leq 0,1 \text{ mm} \tag{5.124}$$

Rezolvînd relaţia (5.124), în raport cu σ_a şi admiţînd valoarea medie $2\ (c + 0,1\ s) \simeq 80$ mm se obţine relaţia:

$$\sigma_{a\,max} = \frac{0,1\, E_a}{80 + 0,1\frac{d}{\mu_t}} + 0,25\frac{R_{tk}}{\mu_t} \tag{5.125}$$

pe baza căreia s-au stabilit valorile din tabelul 17 A.

Modelul de calcul utilizat este bazat pe ipoteza unei distribuţii regulate a fisurilor, la distanţe relativ reduse. Acest model este valabil dacă procentul de armare nu coboară sub anumite limite, de ordinul 0,30% pentru solicitarea de încovoiere şi 0,40% pentru cea de întindere.

În cazul unor procente de armare mai reduse este posibil să apară o singură fisură sau numai cîteva fisuri, cu poziţii întîmplătoare în lungul elementului şi avînd deschideri mai mari decît cele furnizate de modelul de calcul considerat anterior.

Pentru aceste cazuri este necesară adoptarea unei scheme de calcul diferite, în care deschiderea fisurilor se obţine multiplicînd deformaţia specifică medie a armăturii cu dublul distanţei, l_a, necesare pentru introducerea forţei de întindere de la armătură la beton, măsurată de la fisura existentă (fig. 5.63).

$$\alpha_f = 2\, l_a\, \varepsilon_{am} \tag{5.126}$$

Admiţînd distribuţia simplificată a efortului unitar din fig. 5.63 pentru o bară de armătură se obţine:

$$\varepsilon_{am} = \frac{\varepsilon_a}{2} = \frac{\sigma_a}{2E_a} \tag{5.127}$$

Ţinînd seama şi de egalitatea:

$$\pi d\, l_a\, \tau_{med} = A_a\sigma \tag{5.128}$$

se obţine:

$$\alpha_f = \frac{d}{4}\cdot\frac{\overset{v}{z}\sigma}{\tau_{med}E_a} \tag{5.129}$$

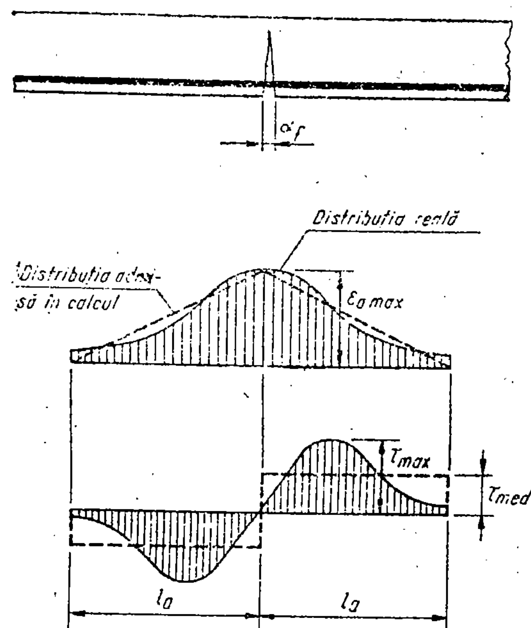


Fig. 5.63

relație dată în Codul Model CEB—FIP și preluată în STAS 10 107/0-90

Este de observat că relația (5.129), poate fi utilizată și pentru stabilirea deschiderii fisurilor din contracția betonului, dacă se poate determina valoarea σ_a.

Valorile date de STAS 10 107/0-90 pentru τ_{med} sînt funcție de R_t, în corelare cu datele experimentale obținute pe oțelurile standardizate în țara noastră.

Și în cazul elementelor armate cu plase sudate din STNB este necesară o schemă de calcul specifică. La aceste elemente, aderența sîrmelor este foarte redusă, practic neglijabilă, conlucrarea cu betonul bazîndu-se pe împănarea în beton a barelor transversale în dreptul nodurilor rezultate din sudarea prin puncte a barelor longitudinale de cele transversale.

Transferul efortului de la armături la beton, pentru a se ajunge la formarea unei a doua fisuri, se face direct prin intermediul forțelor de strivire aplicate la noduri. Considerînd că rezistența medie la strivire este 15 R_t, rezultă că aceste forțe au valoarea

$$F_{nod} = d_t l_i (15\ R_t) \qquad (5.130)$$

unde d_t este diametrul armăturii transversale iar l_t — distanța dintre axele armăturilor longitudinale, dar nu mai mult de 30 d_t.

Întrucît în practică se constată că fisurile apar în dreptul armăturilor transversale, unde secțiunea de beton este slăbită distanța dintre fisuri se ia un multiplu n_t al distanței l_t dintre barele transversale (fig. 5.64).

$$\lambda_f = n_t l_t \qquad (5.131)$$

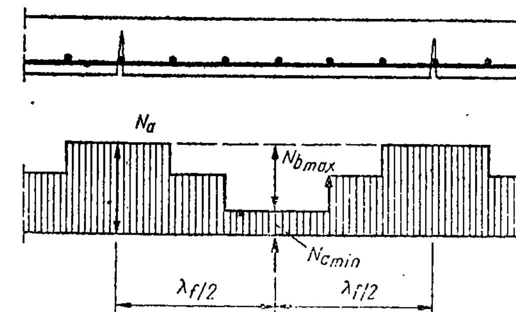


Fig. 5.64

Distanța dintre fisuri se stabilește din condiția ca efortul total cedat de armături betonului ($n_t F_{nod}$) să depășească efortul de fisurare al betonului întins ($A_{bt} R_t$).

Deoarece în cazul plăcilor, aria zonei întinse a secțiunilor în stadiul I este practic întotdeauna mai mare decît aria de înglobare a armăturilor, definită în fig. 5.61, avînd în vedere și sensibilitatea ridicată a acestor elemente la fisurare, în STAS 10 107/0-90 se prevede în mod acoperitor ca la stabilirea lui A_{bt} să se considere zona întinsă a secțiunii în stadiul nefisurat.

5.6.3. Calculul la fisurare în secțiuni înclinate

Necesitatea calculului la fisurare în secțiuni înclinate reprezintă o prevedere de dată relativ recentă în cadrul prescripțiilor de proiectare a elementelor de beton armat. Aceasta se justifică prin faptul că modelele de calcul pentru stabilirea capacității portante în secțiuni înclinate din majoritatea normelor naționale de pînă la începutul anilor 1970 erau acoperitoare în raport cu comportarea reală a elementelor de beton armat la acțiunea forțelor tăietoare. Rezervele suplimentare față de cele rezultate din specificul conceptului de siguranță în ceea ce privește capacitatea de rezistență la forțe tăietoare, asigurau implicit elementele și din punctul de vedere al fisurării înclinate.

Odată cu introducerea unor modele de calcul, în măsură să interpreteze mai fidel comportarea elementelor de beton supuse la eforturi de forfecare importante, a fost necesară introducerea în normele de proiectare a unor condiții de verificare la fisurare în secțiuni înclinate.

În normele românești, prevederi referitoare la această problemă apar pentru prima oară în STAS 10 107/0-76. Acest standard nu dă relații pentru verificarea explicită a deschiderii fisurilor înclinate, controlul fisurii înclinate fiind asigurat, într-o manieră implicită, prin sporirea forței tăietoare în calculul la starea limită de rezistență:

$$Q^{sp} = Q \frac{0{,}3}{\alpha_{f\,adm}} \cdot \frac{d}{6} \cdot \frac{R_a}{210} \qquad (5.132)$$

în care $\alpha_{f\,adm}$ este deschiderea de fisură admisă în mm; d — diametrul etrierilor în mm; R_a — rezistența de calcul a oțelului din etrieri $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$.

Un asemenea mod de calcul, bazat în principiu pe constatarea că evitarea deschiderii fisurilor înclinate este practic totdeauna asigurată dacă armătura transversală rezultată din calculul la starea limită de rezistență în secțiuni înclinate este alcătuită din etrieri de 6 mm, din oțel OB 37 iar limita admisă este de 0,3 mm, apare însă nesatisfăcător. Aceasta se datorește atît faptului că nu se iau în considerare modelul de calcul și ipotezele specifice stărilor limită ale exploatării normale, cît și faptului că în foarte multe cazuri, conduce la sporuri nejustificate de consum în oțel în armătură transversală.

Din aceste motive, în perioada de valabilitate a STAS 10 107/0-76 verificarea fisurilor înclinate a fost practic ignorată de inginerii proiectanți.

În STAS 10 107/0-90, se corectează în mare măsură aceste neajunsuri. Se impune verificarea elementului de beton armat solicitat la forțe tăietoare la starea limită de deschidere a fisurilor înclinate, dîndu-se în acest scop relații de calcul specifice.

Expresiile de calcul sînt deduse pe baza studiilor teoretice și experimentale efectuate în ultimul deceniu, în special în cadrul Comitetului Euro-Internațional de Beton, studii concretizate în Codul Model CEB—FIP. S-au avut în vedere, de asemenea rezultatele unor cercetări efectuate în țară de INCERC, în colaborare cu I.C.B.

Expresia pentru calculul deschiderii α_{fi} a fisurilor înclinate dată în STAS 10 107/0-90 are o structură similară cu cea pentru calculul deschiderii fisurilor normale, avînd forma:

$$\alpha_{fi} = \lambda_f \frac{\psi_i \sigma_{at}}{E_a} \qquad (5.133)$$

în care σ_{at} este efortul unitar mediu în armătura transversală la intersecția cu fisura înclinată; ψ_i — coeficient ce ține seama de reducerea efortului unitar din armături între fisuri, ca urmare a contribuției betonului întins.

În relația (5.133), se consideră că distanța între fisurile înclinate este aceeași cu distanța între fisurile normale, așa cum se procedează și în Codul Model CEB—FIP. Aceasta se justifică prin faptul că în majoritatea cazurilor fisurile înclinate sînt fisuri de forfecare-încovoiere, fiind rezultatul „strîmbării" unor fisuri deschise la fibra întinsă a elementului, de acțiunea momentului încovoietor.

Valoarea efortului unitar mediu din armăturile transversale în dreptul fisurilor înclinate se stabilește din echilibrul forțelor verticale în lungul unor fisuri. Se poate admite pentru simplificare că înclinarea fisurii față de axa elementului este de 45° și că efortul unitar în armăturile transversale care interceptează fisura este același pentru etrieri și barele înclinate. Se ajunge astfel la o expresie de forma:

$$\sigma_{at} = \frac{Q^E - Q_b^E}{A_{at} \sin \alpha + \frac{h_0}{a_e} A_e n_e} \qquad (5.134)$$

S-a notat cu Q^E — forța tăietoare de calcul la starea limită de deschidere a fisurilor înclinate; Q_b^E — forța tăietoare preluată în stadiul de exploatare de betonul zonei comprimate; A_{at} — aria armăturii înclinate cu

unghiul α față de axul elementului intersectată de fisura considerată cu înclinare la 45°; h_0 — înălțimea utilă a secțiunii; a_e — distanța între etrieri; A_e — aria secțiunii unei ramuri de etrieri; n_e — numărul de ramuri ale etrierilor.

Așa cum s-a arătat la cap. 5.3, în termenul Q_b^E se iau în considerare pe lîngă forța tăietoare preluată de talpa comprimată și alte componente ale mecanismului de rezistență la forță tăietoare, cum sînt încleștarea agregatelor, acțiunea de dorn a armăturii longitudinale etc.

Pe de altă parte forța tăietoare preluată de beton se poate considera (vezi fig. 5.37) practic constantă în tot domeniul de solicitare de după fisurarea înclinată pînă la cedarea elementului de beton.

În această ipoteză, dacă se admite, simplificînd, că înclinarea fisurii este de 45°, și deci în relația (5.62) $s_i \simeq h_0$, se obține:

$$Q_b = Q_b^E = bh_0 R_t \sqrt{p} \qquad (5.135)$$

expresie care se poate utiliza pentru evaluarea forței tăietoare preluată de beton în stadiul de exploatare.

Întrucît numărătorul relației (5.134) reprezintă diferența între doi termeni avînd în multe cazuri valori apropiate, rezultatul este puternic influențat de aproximațiile lui Q_b^E.

Din acest motiv și avînd în vedere faptul că, așa cum se constată în practică, elementele corect armate la forță tăietoare la starea limită de rezistență, se comportă favorabil și în exploatare din punct de vedere al fisurării, STAS 10107/0-90 prescrie un calcul aproximativ în care σ_{at} se apreciază în mod acoperitor la valoarea:

$$\sigma_{at} \simeq 0,9 \; R_{at} \frac{Q}{Q_{cap}} \qquad (5.135)$$

în care Q_{cap} este forța tăietoare capabilă corespunzătoare armăturii transversale efective.

Pe baza acelorași considerente standardul permite ca în anumite situații să nu se efectueze verificarea deschiderii fisurilor înclinate.

În ceea ce privește valoarea coeficientului ψ_i, avînd o semnificație similară coeficientului ψ din cazul fisurilor normale, în absența unui model de calcul satisfăcător pentru determinarea lui, s-au adoptat expresii mai simple, rezultate din analiza unor cercetări experimentale. Ca și în cazul coeficientului ψ, valoarea ψ_i depinde de proprietățile de aderență ale armăturii și de mărimea relativă a încărcărilor de durată, pentru a ține seama de reducerea de către curgerea lentă a aportului betonului întins între fisurile înclinate.

5.7. CALCULUL ELEMENTELOR DIN BETON ARMAT LA STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚII

5.7.1. Considerații introductive

În prezent, sub imperativul realizării unor soluții constructive cît mai economice, se manifestă tendința utilizării pe scară tot mai largă a oțelurilor și a betoanelor de rezistență ridicată.

Aceasta are ca efect proiectarea, pe criterii de rezistenţă, a unor elemente de beton armat mai suple, cu dimensiuni sensibil mai reduse decît în practica anterioară:

În acest fel poate deveni decisivă pentru dimensionarea a numeroase elemente, condiţia de limitare a săgeţilor şi creşte importanţa perfecţionării modelului de calcul al rigidităţii, în măsură să reflecte cît mai fidel comportarea sub încărcări a elementelor de beton armat.

Este cunoscut faptul că procedeul de verificare a elementelor de beton armat la starea limită de deformaţie prevăzut STAS 10 107/0-76 nu era considerat satisfăcător, atît prin concepţia care sta la baza procedeului, cît şi datorită caracterului său prea acoperitor. Astfel, o categorie, mai largă de elemente de beton armat, între care sînt menţionate în primul rînd plăcile planşeelor şi rampele de scări, necesită, pe baza condiţiilor de rigiditate minimă din standard, dimensiuni de multe ori exagerat de mari, dacă se are în vedere comportarea lor reală în exploatare.

Criteriile pentru stabilirea valorilor deformaţiilor admisibile sînt de mai multe categorii:

— *estetice* şi *psihologice*;

— *constructive* (în vederea, de exemplu, a prevenirii deteriorării unor elemente nestructurale: pereţi despărţitori, straturi de tencuială şi de izolaţii care reazemă pe elementul structural analizat etc.);

— *tehnologice* (legate în primul rînd, de sensibilitatea echipalentelor la deformaţii).

În cele mai multe dintre cazuri săgeata excesivă a unui element nu este dăunătoare prin ea însăşi, ci prin efectul asupra elementelor structurale şi nestructurale care sînt rezemate pe elementul care se deformează.

Mărimea săgeţilor limită admise trebuie corelată cu natura încărcărilor luate în considerare, în special cu mărimea încărcării de durată de care depinde creşterea în timp a deformaţiei, ca urmare a curgerii lente a betonului.

În STAS 10107/0-76, verificarea la starea limită de deformaţie constă în compararea săgeţii totale calculate, cu valorile limită admise. Spre deosebire de aceasta în STAS 10107/0-90 se prevede ca în cazul planşeelor curente să se verifice fracţiunea din deformaţie care intervine după aplicarea încărcărilor variabile incluzînd sporul datorat acţiunii de lungă durată a încărcărilor (tabelul 18 din anexă). Sînt date condiţii de verificare diferite pentru planşeele care nu suportă ziduri despărţitoare şi finisaje sensibile la deformaţii şi pentru planşeele libere (de exemplu planşeele parcajelor sau ale tribunelor).

Se pune astfel în evidenţă acea componentă a deformaţiei care interesează atît sub aspect psihologic, cît şi din punct de vedere constructiv.

Calculul practic implică determinarea săgeţii totale de lungă durată şi a săgeţii iniţiale înregistrate pînă la executarea elementelor nestructurale şi aplicarea încărcărilor utile, diferenţa dintre cele două valori urmînd să fie comparată cu valorile limită admise.

Este de menţionat că şi alte prescripţii [104; 112; 121] îşi bazează prevederile privind verificarea la săgeată pe acest principiu. Spre deosebire de acestea STAS 10107/0-90 prescrie valori limită ale săgeţilor relativ mai mici (tabelul 18 din anexă) întrucît şi încărcările luate în considerare în verificările la stările limită ale exploatării normale, au în practica de proiectare din ţara noastră valori corespunzătoare mai reduse.

În cazul elementelor la care greutatea permanentă este neglijabilă în raport cu încărcarea temporară — cazul tipic constituindu-l grinzile căilor de rulare ale podurilor rulante — pentru simplificare, se menţine modul de verificare din STAS 10107/0-76 constînd în compararea săgeţii totale cu anumite valori admise.

5.7.2. Modelul de calcul al rigidităţii

În marea majoritate a cazurilor problema asigurării la starea limită de deformaţie se referă la limitarea deformaţiilor de încovoiere (săgeţilor).

În STAS 10107/0-90 se păstrează modelul de calcul din redactarea anterioară a standardului, determinînd valoarea rigidităţii de încovoiere (EI), în stadiul de exploatare, pe baza ipotezelor specifice stadiului II de lucru al elementelor de beton armat, ipoteze prezentate în cap. 5.5 (fig. 5.55).

Expresia generală a rigidităţii secţionale (fig. 5.65):

$$EI = \frac{M^E}{\Phi} \tag{5.137}$$

în care Φ — curbura fibrei medii deformate (rotirea specifică) capătă în cazul elementelor de beton armat una din formele:

$$EI = \frac{M^E x}{\varepsilon_{b\,max}} = \frac{M^E x E'_b}{\sigma_{b\,max}} \tag{5.138 a}$$

sau

$$EI = \frac{M^E(h_0 - x)}{\varepsilon_{am}} = \frac{M^E(h_0 - x)E_a}{\psi\,\sigma_a} \tag{5.138 b}$$

Expresiile (5.138, *a*) şi (5.138, *b*) sînt folosite în cazul general al elementelor solicitate la încovoiere cu efort axial (cazul I de compresiune excentrică şi cazul întinderii excentrice cu excentricitate mare).

În cazul elementelor de beton armat supuse la încovoiere, expresia rigidităţii capătă forma mai simplă:

$$EI = E'_b I_{bi} \tag{5.139}$$

în care E'_b şi I_{bi} sînt modulul de deformaţie al betonului, respectiv momentul de inerţie al secţiunii ideale (echivalente) de beton în stadiul II, stabilite aşa cum s-a arătat la paragraful 5.5.

În tabelele 13 A, B şi C din anexă se dau valorile coeficienţilor k pentru calculul momentelor de inerţie I_{bi}(I_{bi} = $= kbh_0^3$) pentru elementele încovoiate de beton armat cu secţiune dreptunghiulară simplu armată, cu secţiune

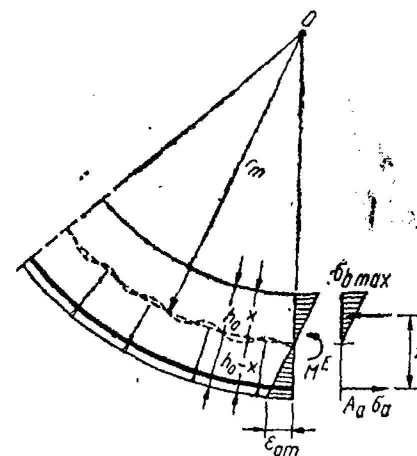


Fig. 5.65

dreptunghiulară dublu armată și cu secțiune în „T" simplu armată. Valorile k din tabele depind de următorii parametrii:

— produsul $n'_e p$, între coeficientul de echivalență $n'_e = \frac{E_a}{E'_b}$ și procentul armăturii întinse, în cazul secțiunilor dreptunghiulare, simplu armate;

— produsul $n'_e p$ și raportul p'/p între procentele armăturilor din zona comprimată și din zona întinsă, în cazul secțiunilor dreptunghiulare dublu armate:

— Produsul $n'_e p$, raportul b_p/b între lățimea tălpii și grosimea inimii, și raportul h_p/h între grosimea tălpii și înălțimea inimii în cazul secțiunilor în formă de „T".

Unele prescripții străine cum sînt normele britanice utilizează un model de calcul similar pentru stabilirea rigidității, diferențele față de standardul românesc constînd în modul de estimare a indicelui de conlucrare ψ și în modul concret de exprimare a relațiilor de calcul.

Spre deosebire de aceste norme, Codul Model CEB-FIP prevede un model de calcul mai analitic, în care tronsoanele de elemente dintre fisurile consecutive sînt împărțite în zone de comportare distincte (fig. 5.66): o zonă centrală lucrînd în stadiul nefisurat și două zone marginale lucrînd în stadiul II. Pentru fiecare din aceste zone se determină cîte o rotire specifică medie ce înglobează și deformațiile de curgere lentă și din contracția betonului.

Evaluarea deplasărilor care implică integrarea rotirilor specifice este anevoioasă, calculul practic implicînd existența unui material ajutător foarte dezvoltat.

În norma americană ACI—Code 318-83, precum și unele norme inspirate din aceasta, între care trebuie amintită în primul rînd norma neo-zeelandeză NSZ 3101, se preiau practic nemodificate propunerile lui Branson [19] privind calculul deformațiilor. Acestea se bazează pe observația experimentală că rigiditatea la încovoiere este dependentă de mărimea momentului încovoietor în maniera generală indicată în fig. 5.67, care exprimă faptul că aportul betonului întins nefisurat la rigiditatea elementelor de beton armat este cu atît mai mare cu cît momentul aplicat este mai mic. De asemenea, cercetările experimentale au evidențiat faptul că rigiditatea secțională crește aproximativ proporțional cu creșterea procentului de armare, pe de o parte, și că secțiunile cu procente ridicate de armare prezintă o variație mai redusă

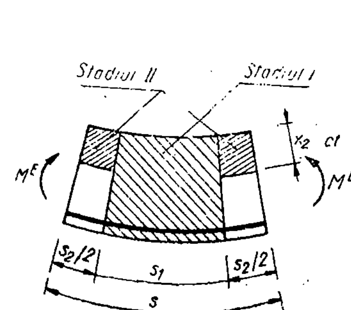


Fig. 5.66

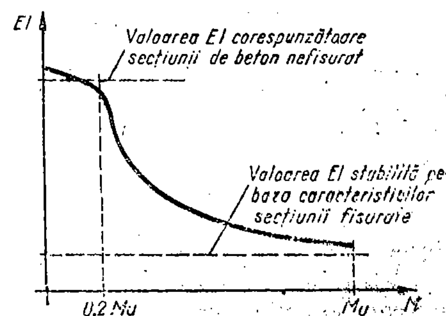


Fig. 5.67

a rigidității la creșterea încărcării decît cele cu procente reduse de armare, pe de altă parte.

Bazat pe o analiză statistică a unui număr însemnat de rezultate, Branson a propus pentru evaluarea momentului de inerție „efectiv" (de fapt echivalent) al secțiunilor elementelor încovoiate de beton armat expresia:

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{fis}}{M}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_{fis}}{M}\right)^3\right] I_{bi} \qquad (5.140)$$

adoptată și de normele menționate.

În relația (5.140) s-a notat cu M_{fis} — momentul de fisurare al secțiunii aproximat prin neglijarea aportului armăturii; M — momentul încovoietor aplicat secțiunii în calcul deformațiilor; I_b — momentul de inerție al secțiunii de beton nefisurate; I_{bi} — momentul de inerție al secțiunii ideale; în stadiul fisurat, definit la capitolul 5.5.

Din analiza relației (5.140) se constată că valori I_{ef} sensibil mai mari decît I_{bi} se obțin numai dacă $M_{fis} > 0{,}5M$, situația întîlnită în special la secțiunile cu tălpi dezvoltate în zona întinsă.

Calculul practic al săgeților presupune integrarea dublă a rotirilor specifice în lungul elementului.

Rigiditățile secționale chiar la elementele cu secțiune constantă variază considerabil în lungul acestora, așa cum se poate constata din exemplul prezentat în fig. 5.68.

Mai mult, așa cum se observă din fig. 5.67 pentru o anumită secțiune reducerea rigidității la o anumită creștere a încărcării nu este constantă, depinzînd de nivelul încărcării.

Majoritatea normelor admit anumite simplificări ale schemei de calcul, pentru a reduce volumul de calcule necesare evaluării deformațiilor. STAS 10107/0-90, asemenea normelor rusești și celor americane, admite să se stabilească valorile rigidităților în secțiunile de moment maxim, valori care, în mod acoperitor se consideră constante pe întreaga deschidere, în cazul grinzilor simplu rezemate sau constante pe zonele cuprinse între punctele de moment nul, pentru grinzile cu continuitate (fig. 5.68).

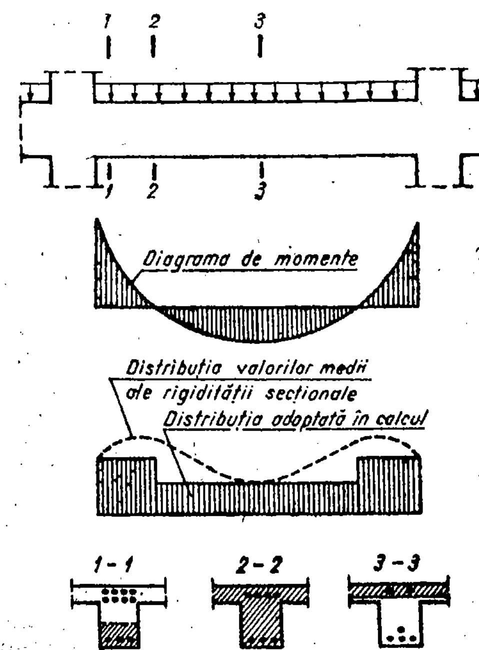


Fig. 5.68

Unele prescripții [104; 114] permit să se lucreze cu o valoare unică a rigidității, chiar și pentru grinzile continue, determinată ca medie ca rigidităților din cîmp și de pe reazem. Calcule comparative [85] dovedesc că diferențele în raport cu un calcul care ia în considerare valori diferite de rigidități pentru zonele de

moment pozitiv sau negativ, sau chiar un calcul în care se consideră o variaţie continuă a rigidităţii în lungul deschiderii nu depăşeşte 20%.

Pentru elementele solicitate la compresiune cu excentricitate mică, modulul de rigiditate la evaluarea efortului scurtării lor este stabilit ca o sumă a aportului betonului şi al armăturii:

$$EA = E_b' A_b + A_a E_a \tag{5.141}$$

Pentru elementele solicitate la întindere cu excentricitate mică la evaluarea efectului alungirilor se contează numai pe armătură, dar se ia în considerare şi un spor de rigiditate ca urmare a aportului betonului întins între fisuri:

$$EA = \frac{E_a A_a}{\psi} \tag{5.142}$$

Expresiile (5.140) şi (5.141) sînt necesare, de exemplu, la calculul eforturilor şi deformaţiilor fermelor şi arcelor cu tirant din beton armat.

În cazul elementelor la care greutatea permanentă este neglijabilă în raport cu încărcarea temporară — cazul tipic constituindu-l grinzile căilor de rulare ale podurilor rulante — pentru simplificare, se menţine modul de verificare din STAS 10107/0-76 constînd în compararea săgeţii totale cu anumite valori admise.

5.7.3. Considerarea deformaţiilor de forfecare

Solicitarea de încovoiere a elementelor de beton armat este însoţită în mod obişnuit şi de solicitarea la forţă tăietoare. Este cunoscut faptul că, în stadiul nefisurat, exceptînd elementele cu deschidere relativ redusă (elementele „scurte"), fracţiunea din deformaţie datorată forţei tăietoare, este neglijabilă în raport cu cea datorată eforturilor de încovoiere.

Fisurarea în exploatare a elementelor de beton armat (prin fisuri normale şi înclinate faţă de axa acestora) reduce însă în proporţie sensibil mai mare rigiditatea de forfecare decît cea de încovoiere. În cazul grinzilor şi plăcilor relativ flexibile, solicitate la forţe tăietoare moderate, efectul forfecării asupra săgeţilor în exploatare rămîne neglijabil. În cazul unor grinzi însă avînd inima subţire şi care sînt solicitate la forţe tăietoare importante, în special la valori reduse ale raportului între deschidere şi înălţimea secţiunii $\left(\frac{l}{h} < 5\right)$, deformaţiile de forfecare pot căpăta valori de acelaşi ordin de mărime cu cele de încovoiere. Pentru a ilustra aceasta, în fig. 5.69 se reproduce din [55] variaţia săgeţilor măsurate la aceeaşi încărcare pentru 4 grinzi avînd practic aceeaşi capacitate portantă şi aceeaşi rigiditate de încovoiere, dar lăţimi diferite de inimi şi deci rigidităţi de forfecare diferite. Se constată că fracţiunea din săgeata totală datorată distorsiunilor de forfecare este cu atît mai mare cu cît fracţiunea din forţa tăietoare preluată prin armătura transversală este mai mare.

Deşi există încercări de a stabili modele analitice pentru determinarea deformaţiilor de forfecare a elementelor de beton armat cum sînt cele propuse în [23], nici unul din aceste modele nu este satisfăcător, atît în ceea ce priveşte corespondenţa cu comportarea reală cît şi în ceea ce priveşte posibilitatea de utilizare practică.

În aceste condiţii, în STAS 10 107/0-90 s-a preferat să se adopte un procedeu aproximativ care constă în amplificarea săgeţii din deformaţiile de încovoiere cu un factor supraunitar care să ţină seama de sporul de săgeată datorat deformaţiilor de forfecare.

$$f_{total} = f\left[1 + \beta\left(\frac{h}{l}\right)^2\right] \tag{5.143}$$

în care β este un coeficient care depinde de modul de încărcare a grinzii. Valorile β sînt date în tabelul 5.11.

Corecţia săgeţii prin componenta deformaţiilor de forfecare devine necesară numai pentru elementele la care raportul $\frac{l}{h} > 5$ valoare la care sporul corespunzător aplicării expresiei (5.143) devine mai substanţial.

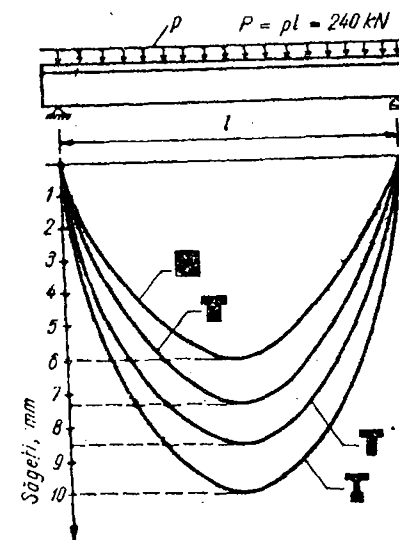


Fig. 5.69

Este evident că stabilirea deformaţiilor de forfecare prin procedeul prezentat nu poate reprezenta o soluţie definitivă. Pe măsură ce se vor înregistra progrese în perfecţionarea modelului de element de beton armat soli-

Tabelul 5.11. **Valorile coeficientului β pentru calculul săgeţilor din deformaţiile de lunecare ale grinzilor de beton armat**

Schema de încărcare a grinzii	β
l	15
l	18
a, a, l	$\frac{36l^2}{3l^2 - 4a^2}$

citat la forţă tăietoare va fi necesară înlocuirea expresiei (5.143) cu procedee mai riguroase.

O stare de solicitare la fel de dificil de interpretat printr-un model de calcul se întîlneşte în cazul plăcilor plane, armate pe două direcţii. În acest caz alături de momente încovoietoare şi forţă tăietoare intervin şi momente de torsiune, iar după fisurarea betonului se manifestă ca o pondere ce depinde de flexibilitatea plăcii şi un mecanism spaţial de arce cu tirant (cupolă) pentru transferul încărcărilor la reazeme. Deşi este cunoscut faptul că prin fisurare raportul între rigidităţile de încovoiere, forfecare şi de răsucire se modifică brutal, în absenţa unor date suficiente pentru adoptarea unui model analitic specific, prescripţiile de proiectare utilizează pentru calculul săgeţilor plăcilor de beton armat expresiile din teoria elasticităţii în care rigiditatea de încovoiere este stabilită pentru stadiul II de lucru al elementelor de beton armat.

În literatura de specialitate sînt date o serie de expresii empirice pentru calculul săgeţilor plăcilor de beton armat, dintre care este de reţinut cea propusă în [46], pentru buna corespondenţă cu datele experimentale.

5.7.4. Stabilirea rigidităţilor în calculul eforturilor în structuri

Problema stabilirii rigidităţilor intervine şi la calculul eforturilor în structuri static nedeterminate în care caz, însă, în situaţia obişnuită a încărcărilor cu forţe, nu interesează valorile absolute ale rigidităţilor elementelor care compun structura, ci valorile lor relative.

În cazul calculului la acţiunea deformaţiilor impuse (din temperatură, tasări de reazeme etc.), rigidităţile intervin cu valorile absolute.

În cazurile curente de calcul al structurilor se admite în mod aproximativ ca valorile rigidităţilor elementului structural de beton armat să se determine pe baza momentelor de inerţie (sau ariilor, în cazul elementelor solicitate axial) ale secţiunilor de beton, afectînd valorile modulului de elasticitate al betonului, cu coeficienţi subunitari în corelare cu gradul de fisurare a elementelor respective. Gradul de fisurare depinde de natura eforturilor fiind mai mare în elementele încovoiate şi întinse excentric şi mai redus în elementele supuse la compresiune.

La structurile în cadre se admit în mod curent pentru modulii de elasticitate convenţionali valorile $0{,}6E_b$ în cazul grinzilor şi E_b în cazul stîlpilor, eventual valori mai reduse (circa $0{,}8E_b$) în cazul stîlpilor de colţ şi de margine la care componenta efortului axial din efectul indirect al forţelor orizontale (în mod obişnuit din acţiunea seismică) reprezintă un efort de întindere relativ mare.

În cazul structurilor cu pereţi de beton armat reducerea modulului de elasticitate convenţional pentru grinzile de cuplare trebuie să fie mai mare (pînă la $0{,}15-0{,}25\ E_b$) avînd în vedere efectul unei pronunţate prefisurări din contracţie, asupra rigidităţii acestor elemente şi efectul foarte pronunţat al fisurării înclinate.

5.8. PRINCIPII DE ALCĂTUIRE A ARMĂTURILOR

Generalizarea utilizării la elementele de beton armat a oţelurilor cu rezistenţe sporite, din categoria PC 52, PC 60, STNB, STPB şi a unor procedee cu grad mărit de industrializare la confecţionarea şi montajul armăturilor (implicînd plase şi carcase sudate, tendinţa de restrîngere a utilizării barelor înclinate la grinzi, procedee moderne de înnădire a barelor) a determinat necesitatea unei studieri mai aprofundate a alcătuirii constructive de detaliu a armăturilor şi a influenţei acesteia asupra fenomenelor locale ce intervin în vecinătatea contactului lor cu betonul. Literatura de specialitate şi prescripţiile mai noi [3; 55; 57; 82; 98; 105; 114] acordă o importanţă mult mai mare decît se dădea în trecut acestor aspecte, nu totdeauna îndeajuns cuantificabile prin calculele obişnuite şi pentru stăpînirea cărora trebuie să se apeleze în mare măsură şi la cunoştinţele acumulate din urmărirea comportării construcţiilor în exploatare şi din cercetările experimentale, mult aprofundate şi diversificate în ultimii ani. S-a ajuns chiar să se vorbească despre o „artă a armării" [57].

Pentru construcţiile din zone seismice, cum sînt cele din ţara noastră, intervin cerinţe suplimentare legate de asigurarea unei bune comportări la solicitările produse de cutremure puternice, îndeosebi pentru armăturile din zonele plastice potenţiale ale elementelor structurale, care trebuie să răspundă şi cerinţelor legate de:

— asigurarea unei ductilităţi satisfăcătoare a elementelor de beton armat, inclusiv printr-un grad sporit de confinare a betonului;

— ancorarea şi înnădirea armăturilor în zonele unde, pe de o parte ele pot intra în curgere şi pot ajunge să fie solicitate la eforturi unitare peste limita de curgere (fenomenul de consolidare), iar pe de altă parte aderenţa cu betonul este expusă deteriorării.

O altă categorie de probleme specifice intervin la elementele prefabricate, la care unele armături trebuie să îndeplinească în plus rolurile de:

— preluare a solicitărilor din timpul diferitelor faze intermediare ale execuţiei (decofrare, transport, montaj), cînd schema statică a elementului poate fi alta decît în construcţia terminată;

— conectori, la elementele prefabricate cu suprabetonare monolită considerată ca activă şi la unele tipuri de îmbinări prin monolitizare.

Datele necesare pentru alcătuirea de detaliu a armăturilor la unele tipuri curente de elemente structurale, cum sînt stîlpii, grinzile, pereţii structurali (diafragmele) cu şi fără goluri şi plăcile plane rezemate pe contur sînt cuprinse în capitolul 8 al prezentului îndrumător unde sînt dezvoltate prevederile capitolului 6 din STAS 10107/0-90. În capitolul de faţă se prezintă comentarii, în special în legătură cu acele aspecte asupra cărora există încă puncte de vedere diferite între prescripţiile din diverse ţări şi între autorii celor mai cunoscute tratate de specialitate. De altfel, în aceste probleme şi în ţara noastră, la elaborarea în ultima formă a STAS-ului 10107/0-90 şi a celorlalte prescripţii înrudite (normative sau instrucţiuni tehnice pe categorii de elemente, structuri sau sisteme constructive) au fost discuţii în contradictoriu. Desigur, dacă nu s-a putut ajunge la păreri unanime în toate privinţele, este numai datorită faptului că datele teoretico-experimentale şi cele din practică, deţinute pînă în prezent nu sînt încă în totalitate convingătoare.

5.8.1. Ancorarea armăturilor

Este ştiut că în principiu lungimea de ancorare a unei armături se stabileşte din condiţia ca pe această lungime, inclusiv prin cîrligele de capăt dacă există, să se transmită eforturile de la armătură la beton, astfel ca efortul capabil al ancorajului să fie cel puţin egal cu cel maxim al barei respective.

Dacă nu se contează pe cîrligele de capăt, rezultă:

$$T_{cap} = u l_a \tau_{a,med} \geq A_a \sigma_a \qquad (5.144)$$

unde A_a, u sînt aria şi perimetrul secţiunii barei; l_a — lungimea de ancoraj; $\tau_{a,med}$ — efortul unitar mediu de aderenţă capabil; σ_a — efortul unitar în armătură în secţiunea faţă de care se măsoară lungimea de ancoraj.

Din (5.144), care la limită se scrie ca egalitate, rezultă:

$$l_a(\text{necesară}) = \frac{A_a}{u} \frac{\sigma_a}{\tau_{a,med}}$$

Înlocuind $A_a = \pi d^2/4$ şi $u = \pi d$, se obţine:

$$l_a = \frac{\pi d^2 \sigma_a}{4\pi d \, \tau_{a,med}} = \frac{\sigma_a}{4 \, \tau_{a,med}} d$$

deci l_a necesară este direct proporţională cu d. De regulă se preferă să se exprime $\tau_{a,med}$ în funcţie de R_t, cu care este practic proporţională, prin relaţia:

$$\tau_{a,med} = \frac{R_t}{4 \, n_{anc}}$$

unde n_{anc} este un coeficient, ale cărui valori sînt date în tabelul 8.7.

Se obţine atunci:

$$l_a = n_{anc} \frac{\sigma_a}{R_t} d$$

Faţă de lungimea de ancoraj stabilită teoretic, se admite ca necesar un supliment notat cu λ_{a0}, pentru a acoperi variaţiile destul de mari ale rezistenţei betonului la întindere şi ţinînd seama de mecanismul mai complex şi de fiabilitate relativ redusă al ancorării armăturilor în beton. Se ajunge astfel la expresia:

$$l_a = \left(n_{anc} \frac{\sigma_a}{R_t} + \lambda_{a0}\right) d \qquad (5.145)$$

care poate fi scrisă prescurtat sub forma: $l_a = \lambda_a d$ (5.146)

unde s-a notat:

$$\lambda_a = n_{anc} \frac{\sigma_a}{R_t} + \lambda_{a0} \qquad (5.147)$$

Valorile coeficientului λ_a sînt date în tabelul 8.8.

În cazurile curente, cînd armăturile sînt solicitate la capacitatea lor portantă sau foarte aproape de aceasta, în relaţiile (5.144) ... (5.147) se ia

$\sigma_a = R_a$, formă sub care este scrisă formula 8.2 (vezi şi observaţia de după tabelul 8.8).

Structura formulelor (5.145) ... (5.147) şi valorile factorilor n_{anc} şi λ_{a0} au fost stabilite în corelare cu prescripţiile ruseşti [121] şi cu datele experimentale suplimentare acumulate la INCERC. Ceea ce apare nou faţă de ediţia anterioară a prescripţiilor este în special diferenţierea acestor valori în funcţie de condiţiile de solicitare a elementului şi de condiţiile de realizare a aderenţei (vezi tabelele 8.7 şi 8.8). Alte prescripţii [104; 110; 114] iau în considerare şi dependenţa efortului de aderenţă capabil de alţi parametri, ca: distanţele între barele de armătură, grosimea stratului de acoperire cu beton, armarea transversală. În STAS 10107/0-90, pentru simplificare, s-a ţinut seama numai în mod indirect de aceşti parametri, fără ca ei să fie evidenţiaţi în mod explicit.

Datorită condiţiilor mai bune de aderenţă ale barelor comprimate, se prescriu pentru acestea lungimi de ancorare mai mici decît pentru cele întinse. Sub acest aspect este însă necesar să se facă diferenţierea între ancorarea barelor solicitate la compresiune şi ancorarea în betonul comprimat a barelor solicitate la întindere. De regulă, se recomandă, sau chiar se impune, ca armăturile întinse să fie ancorate în beton în zone în care acesta este comprimat, considerîndu-se că prin umflarea transversală a betonului solicitat longitudinal la compresiune, aderenţa cu armăturile este îmbunătăţită (creşte fracţiunea „frecare" din componenţa aderenţei). Este de subliniat că după cercetări mai recente [55; 70] acest punct de vedere este pus în discuţie: compresiunea paralelă cu axa unei bare de armătură generează în beton eforturi transversale de întindere, care favorizează formarea de fisuri longitudinale (efect de „despicare" a betonului), dezavantajînd aderenţa.

Pornind de la această observaţie, se ajunge la recomandarea ca barele de armătură solicitate la întindere să fie de preferinţă ancorate în *zone de beton cu compresiuni transversale* (perpendiculare pe axul barelor de armătură). Astfel de zone intervin de exemplu la partea inferioară a grinzilor (fig. 5.70), datorită „bielelor" comprimate înclinate care se crează între fisurile înclinate (mecanismul de grindă cu zăbrele). Pentru barele longitudinale întinse care se întrerup înainte de reazem ar apărea chiar, în acest context, mai favorabilă o uşoară înclinare a lor în zona de capăt, ca în figură, pentru a se apropia de normala la direcţia bielelor comprimate şi a primi astfel compresiunile transversale sub un unghi mai avantajos.

Invers, ancorarea în zone cu eforturi transversale de întindere defavorizează aderenţa armăturilor, ca în cazul arătat în fig. 5.71: o grindă de planşeu la care datorită momentelor negative din placă acţionează la talpa superioară a grinzii eforturi de întindere transversale, care influenţează în sens defavorabil ancorarea unor bare înclinate oprite în zona respectivă.

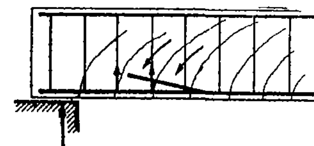


Fig. 5.70

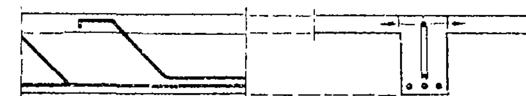


Fig. 5.71

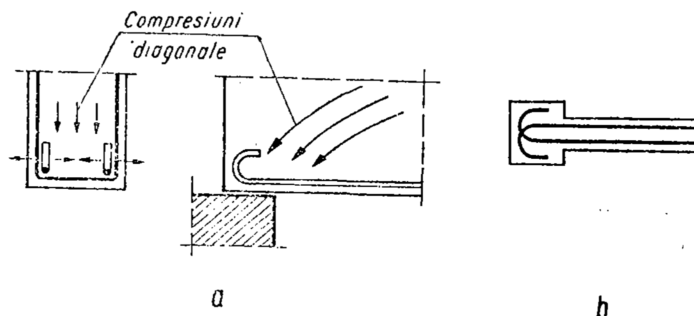


Fig. 5.72

Un efect de despicare analog pot provoca cîrligele în plan vertical la grinzile cu lățimi reduse, cum sînt de obicei grinzile-pereți (fig. 5.72), la care, din acest motiv, este indicată dezvoltarea cîrligelor în plan orizontal, evazate dacă este necesar în lățimea reazemului sau bulbului de capăt (fig. 5.72, *b*) (vezi și fig. 8.3, *a*).

Pericolul de despicare poate interveni și în cazul barelor longitudinale fără cîrlige la extremități, dacă sînt situate în imediata apropiere a fețelor laterale ale grinzii, ceea ce se poate evita prin îndoiri spre interior. O vedere în plan este arătată în fig. 5.73.

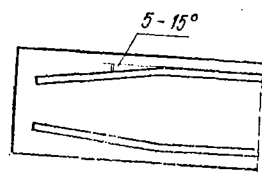


Fig. 5.73

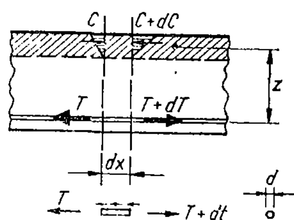


Fig. 5.74

Unele prescripții străine [104] [110] [114] prevăd și obligativitatea verificării eforturilor unitare de aderență, care nu trebuie să depășească limitele prescrise. Considerînd un tronson de lungime dx dintr-o grindă solicitată la încovoiere, eforturile de aderență însumate pe lungimea dx trebui să preia variația de efort de întindere dT din armătură (fig. 5.74):

$$\tau_a = u\,\mathrm{d}x = \mathrm{d}T = \frac{\mathrm{d}M}{z}$$

unde s-a notat cu u suma perimetrelor armăturilor din secțiune. Rezultă:

$$\tau_a = \frac{1}{uz}\cdot\frac{\mathrm{d}M}{\mathrm{d}x} = \frac{Q}{uz} \qquad (5.148)$$

Dacă τ_a astfel calculat depășește valoarea limită admisă, devine necesară o prelungire corespunzătoare a barelor dincolo de zona de efort maxim, sau o mărire a perimetrului total u prin folosirea de bare de diametre mai mici

Se observă că τ_a, fiind direct proporțional cu forța tăietoare Q și invers proporțional cu perimetrul armăturilor, respectiv cu cantitatea de armătură longitudinală din secțiune, va fi cu atît mai mare cu cît raportul Q/M este mai mare, deci poate deveni periculos în special la grinzile scurte cu încărcări mari, la grinzile cu forțe concentrate mari aplicate în apropierea reazemelor și în general în situațiile cînd armătura longitudinală este redusă în raport cu mărimea forței tăietoare.

În STAS 10107/0-90 o asemenea verificare nu este cerută, nefiind de altfel standardizate nici valori de calcul pentru τ_a. În schimb, la determinarea lungimii de ancoraj necesare, grinzile încărcate cu forțe concentrate mari în apropierea reazemelor sînt incluse în categoria elementelor cu condiții defavorabile de solicitare, deci pentru care rezultă lungimi de ancorare mai mari.

5.8.2. Înnădirea armăturilor prin suprapunere

Într-o înnădire prin suprapunere, transferul forțelor între barele care se înnădesc se realizează prin intermediul betonului. Eficacitatea înnădirii depinde deci de capacitatea betonului de a transmite aceste forțe fără a se deteriora sau deforma excesiv.

a. **Bare întinse.** În fig. 5.75 este reprezentată schema de transfer a efortului în înnădirea unei bare supuse la întindere. Datorită faptului că efortul T se transmite cu o excentricitate e_0, ia naștere o stare de solicitare care se poate schematiza prin modelul de grindă cu zăbrele din fig. 5.75, *b*, cu diagonale (biele) comprimate și montanți întinși. Eforturile de întindere din montanți, care tind să producă fisuri longitudinale în beton ca în fig. 5.75, *c*, trebuie să fie preluate prin etrierii îndesiți din zona înnădirii. Se observă similitudinea cu solicitarea conectorilor la rostul dintre două betoane turnate la date diferite (efectul de „shear friction", discutat la paragraful 5.3.6).

Se recomandă ca, ori de cîte ori este posibil, barele care se înnădesc să nu fie prevăzute alăturate, ci distanțate, astfel ca betonul dintre ele să aibă o grosime suficientă pentru a-și îndeplini rolul de preluare și transmitere a eforturilor după modelul din fig. 5.75, *b*. În fig. 5.76 sînt arătate modurile recomandate de distanțare a barelor la un perete structural (diafragmă) și la un stîlp.

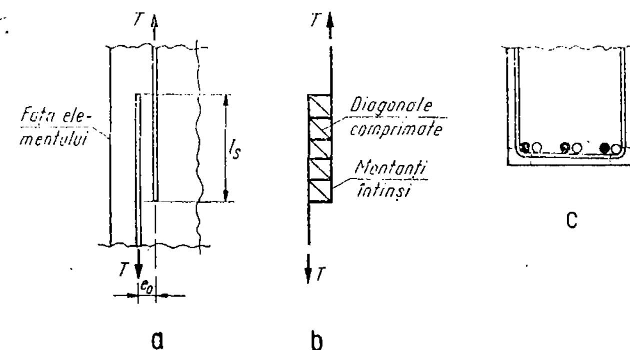


Fig. 5.75

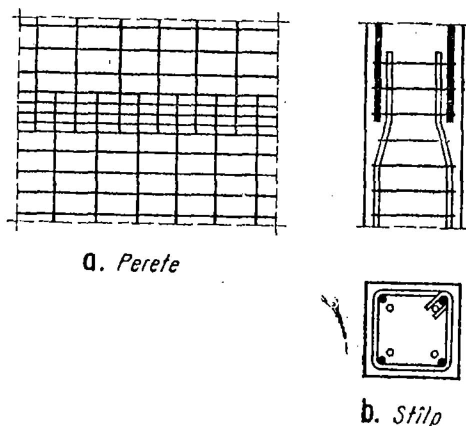


Fig. 5.76

O importanță deosebită capătă problema comportării înnădirilor prin suprapunere cînd sînt amplasate în zone plastice potențiale ale elementelor participante la structuri antiseismice, ca de exemplu la stîlpii structurilor în cadre etajate cu armăturile înnădite la baza fiecărui etaj. Încercările efectuate în Noua Zeelandă [71], la încărcări alternante simulînd pe cele seismice, au scos în evidență următoarele caracteristici:

— Cantitatea de armătură transversală (etrieri) influențează considerabil atît rezistența cît și modul de cedare al înnădirilor, care la armări transversale slabe are un caracter casant.

— Cu tot efectul favorabil al măririi procentului de armare transversală, înnădirea rămîne totuși o zonă slăbită, neputîndu-se evita dislocări, între barele înnădite și cedări premature.

Pe aceasta se bazează prevederile din unele prescripții care interzic amplasarea de înnădiri prin suprapunere în zonele plastice potențiale ale elementelor supuse la solicitări seismice severe. Prevederi în acest sens au fost adoptate și în STAS 10107/0-90, în care se face însă excepție pentru înnădirile armăturilor stîlpilor situate la bazele etajelor, soluție considerată ca dificil de evitat și pentru care se prescriu măsuri speciale de îndesire a etrierilor pe înălțimea înnădirii.

Capetele libere ale barelor înnădite reprezintă discontinuități ale armării, care generează local concentrări de eforturi transversale de întindere în beton și prin aceasta tind să producă fisuri longitudinale de despicare. Sub acest aspect, la elementele la care se înnădesc mai multe bare în secțiuni apropiate, prezintă importanță modul de decalare a înnădirilor. Dintre cele 3 moduri de decalare arătate în fig. 5.77 [70], cel mai defavorabil este tipul *b*, la care în aceeași secțiune se află două capete libere de bare.

În cazul elementelor structurale la care efortul dominant este cel de întindere (întreaga secțiune este întinsă), condițiile de aderență sînt mai defavorabile și din acest motiv, într-o serie de cazuri (vezi paragraful 8.4.2), se impune utilizarea de înnădiri prin sudură. Este de observat că la elementele cu raport mare între înălțimea secțiunii și lățimea inimii, cum sînt turnurile tubulare ale castelelor de apă, coșurile de fum, pereții structurali etc., zona întinsă ocupă oricum o parte mare din secțiune, astfel că în ceea ce privește dimensionarea înnădirilor armăturilor ar trebui să fie încadrate în aceeași categorie cu elementele solicitate dominant la întindere.

În cazul special al elementelor structurale care în exploatare sînt supuse la încărcări-descărcări repetate, cum sînt pereții celulelor de silozuri, aderența

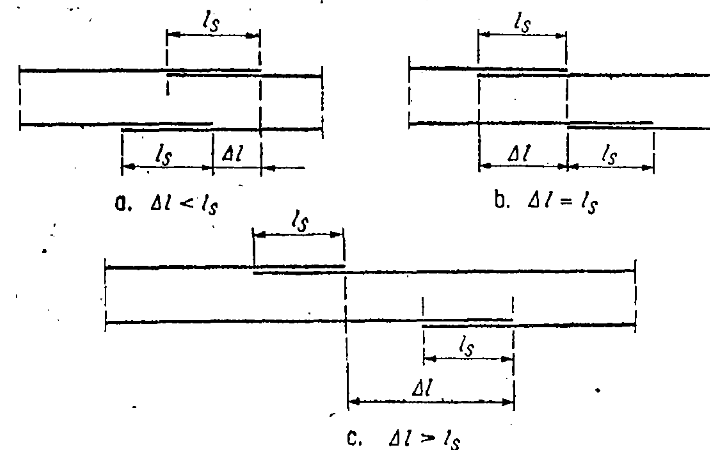


Fig. 5.77

între armături și beton este cu timpul slăbită, motiv pentru care se prescriu lungimi mai mari de înnădire a armăturilor întinse.

b. **Bare comprimate.** Caracteristic pentru înnădirile barelor comprimate este faptul că o fracțiune importantă a efortului din armătură, uneori chiar totalitatea acestuia, se transmite prin presiunile exercitate pe beton la capete. Studii experimentale efectuate [55; 57; 70] au evidențiat pentru barele de armătură cu diametre $\geqslant$ 16 mm cedări provocate, în majoritatea cazurilor, de zdrobirea betonului la capetele barelor (fig. 5.78). Comportarea înnădiri se îmbunătățește substanțial dacă în zonele respective se prevăd etrieri suplimentari de confinare, ca în figură.

Ținînd seama că în majoritatea situațiilor la elementele structurale verticale (stîlpi, diafragme) intervin în armături atît eforturi de compresiune cît și de întindere, după sensul de acțiune al forțelor orizontale, în STAS 10107/0-90 s-au adoptat numai soluții cu etrieri îndesiți pe toată lungimea înnădirilor barelor longitudinale.

5.8.3. Alte sisteme de înnădire

În capitolul 8 nu sînt tratate înnădirile cap la cap prin dispozitive mecanice, care în țara noastră nu au fost încă introduse în practică, deși se manifestă tot mai mult preocuparea pentru introducerea lor.

Dintre diferitele sisteme de înnădire prin dispozitive mecanice, folosite pe larg în alte țări, sînt de amintit cele cu manșoane cilindrice din oțel moale, care se presează la rece pe suprafețele laterale ale armăturilor cu profil

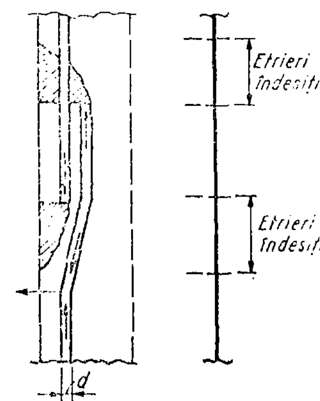


Fig. 5.78

periodic, obligînd nervurile acestora să se înfigă în grosimea manşonului. Lungimea necesară a înnădirii este mult mai mică decît în soluţiile obişnuite (suprapunere, sudură), fiind nevoie de un manşon cu lungime de numai $2d$ peste fiecare capăt de bară.

5.8.4. Armături pentru preluarea eforturilor transversale de întindere

În elementele structurale obişnuite din beton armat solicitate la încovoiere cu sau fără efort axial, eforturile unitare transversale (σ_y) au de regulă valori mici şi pot fi neglijate la dimensionare atît timp cît sînt eforturi de compresiune. Într-o serie de cazuri însă, datorită modului de aplicare a încărcărilor sau formei nerectilinii a elementului sau a armăturilor longitudinale, se dezvoltă eforturi σ_y de întindere, care trebuie preluate prin armături transversale dimensionate şi dispuse corespunzător. În cele ce urmează se dau cu caracter exemplificativ cîteva astfel de cazuri caracteristice, care însă evident nu pot epuiza diversitatea de situaţii ce pot interveni de la caz la caz.

a. **Încărcări suspendate. Rezemări de nivel.** Exemple de grinzi cu încărcări suspendate aplicate la talpa inferioară şi modul cum trebuie dimensionaţi şi conformaţi etrierii de suspendare sînt arătate în fig. 8.37 şi 8.38.

Într-o categorie similară intră şi rezemările „de nivel" ale grinzilor secundare pe grinzi principale, ca în fig. 5.79. Dacă grinda secundară este continuă, atunci datorită momentelor negative de continuitate fisurile la partea ei superioară se dezvoltă ca în figură, de o parte şi de alta a grinzii principale, astfel că reacţiunile se transmit acesteia la nivelul tălpii inferioare prin efectul de boltă (zona haşurată). Rezultă că grinda secundară este practic suspendată de cea principală, iar fenomenul este cu atît mai marcat cu cît înălţimile celor două grinzi sînt mai apropiate între ele.

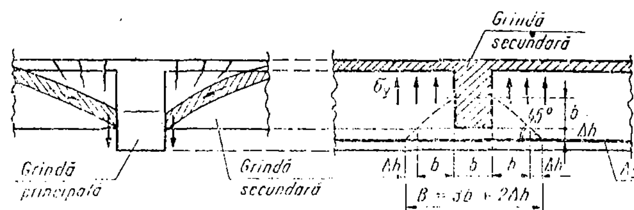


Fig. 5.79

Se admite că pentru preluarea eforturilor σ_y de suspendare sînt activi etrierii de pe lăţimea $B = 3b + 2\Delta h$, de unde b şi Δh au semnificaţiile din figură. Unii autori recomandă valoarea mai acoperitoare $B = b + 2\Delta h$.

b. **Eforturi transversale de „deviere" datorite formei nerectilinii a elementului de beton.** O primă categorie de elemente structurale de formă nerectilinie o constituie cele care prezintă *frîngeri ale axei sau ale uneia din tălpi*. Probleme speciale la armarea transversală se pun numai dacă aceste frîngeri conduc la eforturi σ_y de întindere, ceea ce se întîmplă în situaţii ca în fig. 5.80 şi anume:

— Unghiuri intrînde la talpa întinsă (fig. 5.80, *a*), în care caz eforturile din armăturile longitudinale întinse dau o rezultantă dirijată spre exterior,

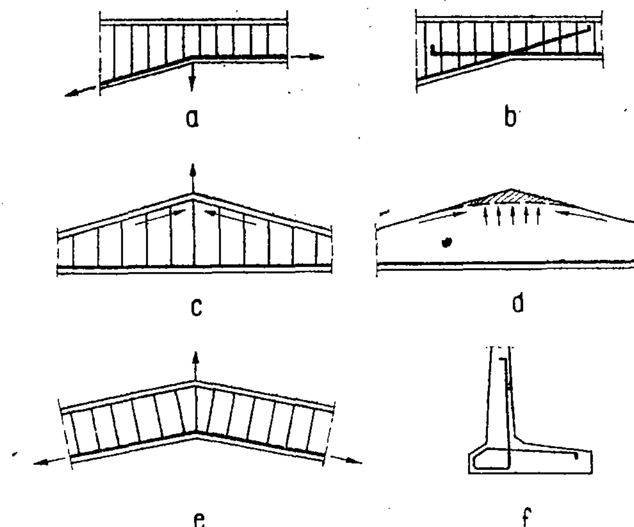


Fig. 5.80

care tinde să dizloce armăturile respective din beton şi care trebuie preluată printr-o armare transversală cu etrieri suplimentari, concentraţi în apropierea punctului de frîngere (deviere). Fiecare bară longitudinală trebuie să fie prinsă la un colţ de etrier. Astfel de soluţii sînt de regulă evitate prin folosirea sistemului cu barele longitudinale încrucişate ca în fig. 5.80, *b*.

— Unghiuri ieşinde la talpa comprimată (fig. 5.80, *c*), în care caz situaţia este similară cu cea din cazul precedent, rezultanta forţelor de compresiune fiind dirijată tot spre exterior şi producînd tot eforturi σ_y de întindere. Mai exact, devierea eforturilor în zona respectivă se prezintă ca în fig. 5.80, *d*, cu o racordare curbă care atenuează în mare măsură fenomenul.

— Suprapunerea ambelor situaţii de mai sus, la o grindă frîntă cu tălpi paralele (fig. 5.80, *e*). Şi în această situaţie soluţia cu armăturile întinse încrucişate din fig. 5.80, *b* este totdeauna preferată. Cînd armăturile sînt cu diametrul mai mic de 12 mm, cum este cazul la armarea verticală a pereţilor de rezervoare încastraţi la bază în fundaţie, poate fi folosit în mod avantajos sistemul cu bucle din fig. 5.80, *f*.

O a doua categorie de elemente nerectilinii o formează cele *curbe sau cu talpă curbă concavă*. Tendinţa de dislocare a armăturilor longitudinale din beton este de acelaşi tip ca la barele cu frîngeri, cu deosebirea că forţele transversale neechilibrate sînt aici distribuite, solicitînd la întindere etrierii de pe toată lungimea porţiunii curbe (fig. 5.81). Dacă intradosul este în formă de arc de cerc, efortul pe unitatea de lungime, care trebui să fie preluat prin uetrieri este:

$$p = \frac{T}{r} = \frac{A_a R_a}{r} \qquad (5.149)$$

unde $T = A_a R_a$ este forţa de întindere în armătura longitudinală; r — raza de curbură la nivelul armăturii longitudinale.

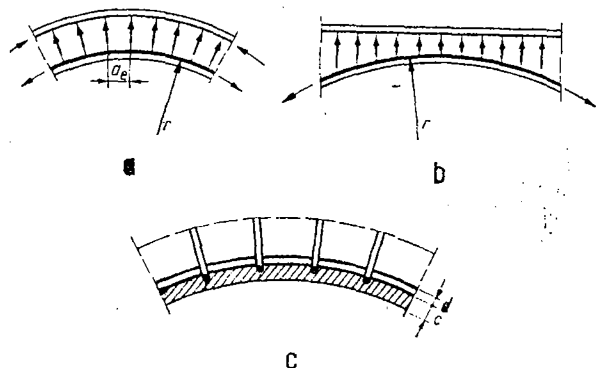


Fig. 5.81

Dacă r este suficient de mare, stratul de acoperire cu beton poate prelua singur forțele transversale p, lucrînd la compresiune ca arc (fig. 5.81, *c*). Valoarea minimă a razei de curbură pentru a fi satisfăcută această condiție se poate determina cu relația [55]:

$$r_a = \rho \frac{d^2}{c} \tag{5.150}$$

unde d și c au semnificațiile din figură, iar $\rho = 300$ pentru beton Bc 15 și $\rho = 240$ pentru beton de marcă mai mare decît Bc 20.

Se recomandă ca în sens longitudinal distanța între etrieri să fie $a_e \leqslant \leqslant 100$ mm, la nivelul armăturii întinse.

În sens transversal (fig. 5.82), dacă nu se prevăd colțuri de etrier la fiecare bară longitudinală, distanța între ramurile verticale ale etrierilor nu trebuie să depășească $10d_e$, pentru ca ramura orizontală să poată prelua în bune condiții prin încovoiere forțele p transmise de barele longitudinale.

În ambele cazuri (elemente cu frîngeri bruște și elemente curbe), etrieri trebuie să fie ancorați în zona comprimată ca etrieri de suspendare, la fel ca în cazul din fig. 8.37 — 8.38.

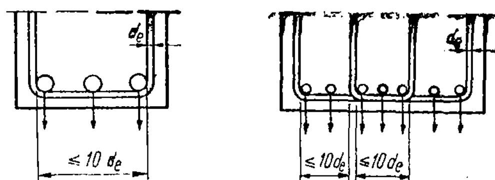


Fig. 5.82

c. **Eforturi transversale datorite formei nerectilinii a armăturilor longitudinale.** La unele elemente structurale sau îmbinări între elemente prefabricate se întîlnește situația cînd în imediata vecinătate a feței superioare sau inferioare sînt amplasate, într-un plan paralel cu fața respectivă, armături întinse cu traseu curb. În fig. 5.83 sînt arătate două exemple:

— o înnădire cu bucle, de tipul tratat la paragraful 8.4.5 (fig. 5.83, *a*);

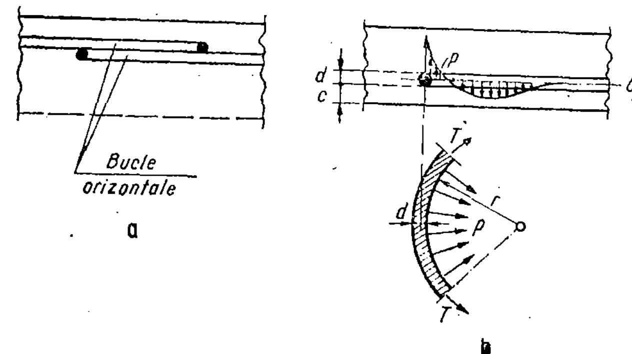


Fig. 5.83

— o bară circulară de armare a unei plăci plane de formă circulară (fig. 5.83, *b*).

În ambele cazuri, în planul curburii armăturii se dezvoltă presiuni $p = T/r$ îndreptate spre interior și care la rîndul lor generează eforturi σ_y dirijate perpendicular pe planul curburii, cu tendința de expulzare a stratului de acoperire cu beton.

Raza de curbură minimă necesară a armăturii pentru a nu se produce această expulzare se poate calcula [55] cu o expresie identică cu (5.150), în care $\rho = 115$ pentru beton Bc 15 și $\rho = 90$ pentru beton $\geqslant$ Bc 20. La raze de curbură mai mici, devine necesară o ancorare în beton a armăturilor curbe, prin bare verticale. Un efect similar apare la grinzile la care o bară înclinată este amplasată în imediata apropiere a unei fețe laterale (fig. 5 8). Presiunile p din zona de racordare la înclinarea barei generează eforturi transversale care pot produce fisuri de despicare ca în figură. De aceea, amplasarea de bare înclinate, mai ales de diametre mari, lîngă fețele laterale ale grinzilor este contraindicată.

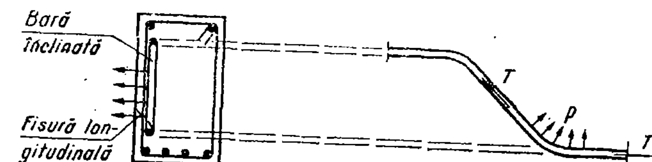


Fig. 5.84

d. **Încărcări concentrate.** La rezemările elementelor care transmit încărcări importante, ca de exemplu la rezemarea unei grinzi principale prefabricate pe un stîlp (fig. 5.85) devin semnificative eforturile transversale din zona pe care eforturile unitare de compresiune se distribuie de la lățimea b a grinzii la lățimea h a reazemului (stîlpului) și anume pe o înălțime de stîlp aproximativ egală cu h. Pe această zonă, evazarea treptată a lățimii active la compresiune este însoțită de eforturi transversale σ_y, distribuite pe înălțime ca în fig. 5.85, *b* (compresiuni la extremitatea superioară și apoi întinderi pe restul zonei). Distribuția de eforturi poate fi schematizată în mod simplificat ca în fig. 5.85, *c*.

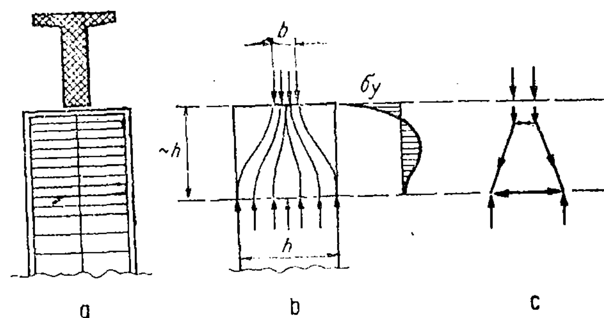


Fig. 5.85

Eforturile σ_y de întindere necesită prevederea unor armături orizontale suplimentare locale, pe ambele direcții, fie prin îndesirea etrierilor stîlpului, fie sub formă de plase suprapuse.

5.8.5. Armarea transversală a grinzilor. Etrieri sau bare înclinate

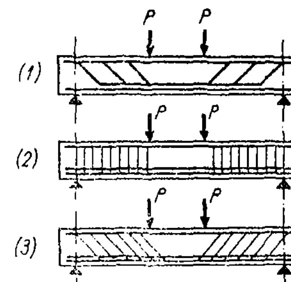
Pe măsură ce cerințele tehnico-economice legate de industrializarea execuției construcțiilor de beton armat și în special de reducerea consumului de manoperă pe șantier devin preponderente, capătă importanță simplificarea pe toate căile a formei și armării elementelor de beton armat. O tendință în acest sens este și suprimarea sau limitarea la strictul necesar a utilizării barelor înclinate și preluarea forțelor tăietoare în principal prin etrieri, ceea ce simplifică și reduce manopera de fasonare și montaj a armăturilor. Măsura este practic generalizată la grinzile prefabricate armate cu carcase sudate, dar se aplică din ce în ce mai larg și la cele monolite.

Pe lingă avantajele legate de industrializare, preluarea forțelor tăietoare prin armături transversale „distribuite" (etrieri) în locul celor „concentrate" (bare înclinate) prezintă avantaje și din punctul de vedere al comportării elementelor de beton armat, sub mai multe aspecte:

a. *Deschiderea fisurilor înclinate.* În fig. 5.86 sînt arătate rezultatele unor încercări efectuate de *Leonhardt* și *Walter* [55], comparativ pentru aceeași grindă cu trei tipuri de armări transversale: bare înclinate (*1*), etrieri verticali (*2*) și etrieri înclinați (*3*), cu evidențierea modului cum cresc deschiderile fisurilor înclinate pe măsura creșterii încărcării. Din compararea curbelor (*1*), (*2*) și (*3*) se vede că deschiderile fisurilor sînt sensibil mai mari în cazul armării cu bare înclinate „concentrate" decît la armări transversale distribuite. Se vede de asemenea că etrierii înclinați conduc la o comportare mai avantajoasă sub aspectul fisurilor înclinate decît cei verticali, care însă, după cum este știut, în stadiul ultim prezintă o capacitate portantă mai mare în raport cu aceiași etrieri dispuși înclinat.

b. *Fisurarea longitudinală.* Așa cum se vede și din fig. 5.84, barele înclinate cu diametre mari, în special dacă sînt amplasate excentric în secțiune, prin concentrările de eforturi din zona înclinării, generează eforturi transversale care pot produce fisuri longitudinale (de despicare).

c. *Confinare.* Mărirea cantității de etrieri prin suprimarea barelor înclinate conduce implicit la o mai bună confinare a zonei comprimate a secțiunii.



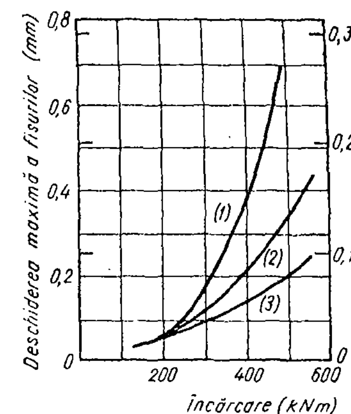


Fig. 5.86

Folosirea barelor înclinate rămîne o soluție avantajoasă la elementele cu solicitări puternice la forță tăietoare de sens alternant, din acțiunea cutremurelor, cum sînt riglele de cuplare înalte ale diafragmelor cu goluri, în care caz barele înclinate trebuie dispuse încrucișat. Considerații în legătură cu aceste cazuri sînt prezentate în cadrul capitolului 6 al prezentului îndrumător

La grinzile obișnuite, o armare economică în condițiile renunțării la barele înclinate pune cu mai multă acuitate problema întreruperii unora din barele longitudinale din cîmpuri înainte de reazeme. În legătură cu aceasta este de menționat că în STAS 10107/0-90 s-a admis un mod simplificat de stabilire a secțiunilor în care se întrerup aceste armături, pe baza unei diagrame de momente înfășurătoare corectate prin dilatare cu 0,5 h la scara lungimilor de fiecare parte. Prin acest procedeu adoptat și de alte prescripții de proiectare din străinătate, se poate realiza într-o manieră implicită asigurarea la moment încovoietor în secțiuni înclinate.

Modul concret în care se determină secțiunile de întrerupere a armăturilor longitudinale pe baza diagramei de momente dilatate este explicat și exemplificat la paragraful 8.6.4.

În cazul utilizării barelor înclinate (fig. 5.87.) deplasarea cu 0,5 h a secțiunii de înclinare (B) față de ultima secțiune normală la axa în care bara este integral necesară din calculul la încovoiere (A), asigură în (A) pentru verificarea a momentului încovoietor după o secțiune înclinată la 45° un braț de pîrghie s_1 practic egal cu cel din secțiunea normală (z), deci același moment capabil.

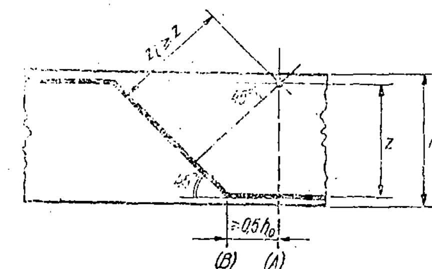


Fig. 5.87

5.8.6. Armarea transversală a stîlpilor

La stîlpi, dimensionarea etrierilor din condiția de rezistență la forță tăietoare intervine rar, de regulă numai la stîlpii scurți cu forțe

tăietoare importante (în categoria stîlpilor scurţi trebuie inclus şi cazul ilustrat în fig. 8.17). În restul cazurilor, forţele tăietoare sînt preluate de beton, astfel că etrierii se dimensionează pentru a corespunde altor funcţiuni pe care le îndeplinesc (împiedicarea flambajului barelor longitudinale, confinarea zonei comprimate a secţiunii de beton, preluarea eforturilor transversale locale în dreptul înnădirilor barelor longitudinale) şi care se consideră în mod diferenţiat pentru:

— zonele plastice potenţiale ale stîlpilor participanţi la structuri antiseismice;

— zonele de înnădire a barelor longitudinale;

— restul înălţimii stîlpilor.

a. *Distanţele maxime admise între etrieri.* Pentru stîlpi supuşi la încărcări monoton crescătoare, distanţa maximă între etrieri admisă în standard ($a_e \leqslant 15\ d$) este confirmată ca satisfăcătoare de datele experimentale. În zonele plastice potenţiale ale stîlpilor participanţi la structuri antiseismice, unde intervin incursiuni în domeniul plastic sub solicitări alternante, forţa critică de flambaj a armăturilor longitudinale se reduce considerabil datorită efectului *Bauschinger* (vezi cap. 3), astfel că lungimile pe care se poate produce flambajul ajung la (6 ... 8) d, uneori chiar la mai puţin [70].

În prescripţiile româneşti anterioare (normativul P. 100—81) se prevedea în aceste condiţii ca etrierii să fie îndesiţi în zonele respective la $a_e = 100$ mm, ceea ce pentru diametre mari ale barelor longitudinale era prea acoperitor. În STAS 10107/0-90 s-a introdus o condiţie mai raţională, în funcţie şi de diametrul barelor longitudinale ($a_e \leqslant 6\ d$, $a_e \leqslant h/5$), cu limitarea inferioară $a_e \geqslant 100$ mm pentru a asigura şi condiţiile unei bune pătrunderi a betonului între etrieri la turnare. Aceleaşi prevederi sînt valabile şi pentru etrierii îndesiţi pe alte considerente conform paragrafului 8.5.4, *b*.

b. *Diametrul minim al etrierilor.* Condiţia ca diametrul etrierilor să fie cel puţin 1/4 din cel al barelor longitudinale derivă din cerinţa, legată de împiedicarea flambajului acestora, ca forţa de plastificare (curgere) a etrierilor să fie egală cu cel puţin 1/16 din cea a barelor longitudinale.

c. *Necesitatea etrierilor neperimetrali (agrafelor).* Pentru zonele curente ale stîlpilor, în STAS 10 107/0-90 s-a menţinut prevederea din prescripţiile anterioare ca barele longitudinale să fie cel puţin din două în două situate la colţuri de etrieri (agrafe).

În zonele plastice potenţiale ale stîlpilor participanţi la structuri antiseismice, normativul P. 100-81 prevedea condiţia ca fiecare bară longitudinală să fie legată la un colţ de etrier (agrafă). Cercetările experimentale mai noi atestă însă că această prevedere este prea severă, fiind suficientă şi legarea barelor longitudinale din două în două la colţuri de etrieri (agrafe) dacă distanţa între ramurile lor nu depăşeşte 200 mm (vezi fig. 8.18). Această prevedere adoptată în prescripţiile străine mai recente, a fost preluată şi în standardul românesc.

Pentru ca agrafele intermediare să influenţeze în sens favorabil şi rigiditatea etrierilor, cîrligele de la capetele agrafelor trebuie să fie legate de etrieri, în vecinătatea barelor longitudinale adiacente şi nu de acestea (fig. 5.88).

Este de observat că etrierii intermediari reprezintă o soluţie cu un grad superior de asigurare în raport cu agrafele.

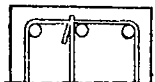


Fig. 5.88

6. PRINCIPII ALE PROIECTĂRII ANTISEISMICE A ELEMENTELOR STRUCTURALE DE BETON ARMAT

6.1. CONSIDERAŢII INTRODUCTIVE

6.1.1. Metoda de proiectare antiseismică

În ţara noastră, ca de altfel în toate ţările cu teritoriul expus fenomenului seismic, proiectarea antiseismică a structurilor curente de beton armat are la bază o procedură care constă în esenţă din parcurgerea următoarelor etape:

a. Se determină eforturile în elementele structurale pe baza calculului structurii în domeniul elastic la o încărcare seismică:

$$S = \psi S_{el} \qquad (6.1)$$

unde S_{el} reprezintă teoretic încărcarea seismică ce solicită structura în ipoteza că aceasta ar răspunde elastic la cutremurul maxim prevăzut de cod pentru amplasamentul construcţiei respective, iar ψ este un factor subunitar care ia în considerare capacitatea structurii de a absorbi şi a disipa energia indusă de seism prin deformarea inelastică a betonului şi a armăturii.

b. Se determină eforturile secţionale maxime, S_{max}*, însumînd eforturile de calcul din seism cu eforturile produse de alte încărcări care pot apărea concomitent cu acţiunea seismică, în ipotezele cele mai dezavantajoase (în gruparea specială de încărcări).

c. Se dimensionează elementele de beton armat la eforturile S_{max}, stabilindu-se armarea longitudinală şi cea transversală a acestora.

În ţara noastră determinarea forţei seismice S şi a distribuţiei acesteia pe orizontală şi pe verticala structurii de rezistenţă se face pe baza prevederilor normativului P 100 [119], combinarea ei cu celelalte categorii de încărcări în cadrul grupării speciale de încărcări se face pe baza prevederilor STAS 10101/0A (vezi cap. 1), iar dimensionarea elementelor de beton armat se face pe baza prevederilor STAS 10107/0-90 [123], la care se pot adăuga prevederi de detaliu cuprinse în instrucţiuni de proiectare specifice anumitor categorii de structuri de rezistenţă (de exemplu, [116; 118]).

* În prescripţiile de proiectare din ţara noastră cu litera S se notează atît forţa seismică de calcul cît şi în mod generic efortul secţional (moment încovoietor, moment de torsiune, forţe tăietoare, forţă axială), ceea ce este de natură să conducă uneori la confuzii. Notaţiile utilizate în Codul CEB, preluate de prescripţiile naţionale din tot mai multe ţări (de exemplu în ultima perioadă au fost preluate şi de normele din Rusia sint S pentru eforturi secţionale în general şi F pentru forţe seismice.

Față de modul de evaluare a eforturilor de calcul din acțiunea seismică sînt de făcut o serie de observații.

Astfel, caracterul dinamic al acțiunii seismice și al răspunsului structural este luat în considerare într-o manieră simplificată la stabilirea forțelor apelînd la metoda spectrului de răspuns (standardizat). Pentru determinarea eforturilor secționale se utilizează fie metoda forței statice echivalente (în cazul unor structuri mai simple și cu înălțimi relativ reduse, la care modul 1 de vibrație este preponderent), asociată modelului dinamic cu un grad de libertate, fie metoda analizei modale (la clădiri mai complexe sau mai înalte, la care efectul modurilor superioare de vibrație este mai important), care apelînd la procedeul suprapunerii efectelor este limitată tot la comportarea elastică a materialelor.

Pe de altă parte nivelul forțelor seismice de calcul presupune apariția unor zone plastificate în cadrul structurii de rezistență la cutremurul maxim prevăzut de prescripții. Localizarea lor, precum și mărimea deformațiilor inelastice produse de acțiunea cutremurului în aceste zone nu pot fi stabilite prin metoda de proiectare prezentată.

La caracterul dinamic și cel inelastic al răspunsului structurii la un cutremur de intensitate ridicată trebuie adăugat și caracterul spațial al comportării structurale. Dificultăți legate de stabilirea unui model analitic de comportare spațială și/sau de volumul foarte important de calcule (de introducere a datelor și de interpretare a rezultatelor în cazul utilizării programelor de calcul automat) destinate unor astfel de modele fac ca în proiectarea curentă structura spațială să fie fracționată în două serii de structuri plane, conlucrarea spațială, inclusiv din torsiunea generală fiind luată în considerare în mod simplificat prin coordonarea deplasărilor prin intermediul planșeelor considerate elemente infinit rigide în planul lor.

De asemenea, este de menționat faptul că neglijarea aportului structural al elementelor de compartimentare sau de închidere nu are, în cazul acțiunii seismice, un caracter totodeauna acoperitor, așa cum este de regulă cazul pentru încărcările gravitaționale.

Și în ceea ce privește dimensionarea elementelor structurale sînt de făcut mai multe precizări importante:

i. Determinarea cantităților de armături longitudinale și transversale la starea limită de rezistență se face pe baza condiției (1.1) analizată în capitolul 1:

$$S_{max} \leqslant S_{cap}$$

în toate secțiunile structurii, practic însă într-un număr limitat de secțiuni considerate caracteristice. Această condiție de siguranță exprimată în eforturi nu mai este suficientă pentru elementele structurale care se plastifică în timpul unei acțiuni seismice intense. Conform celor arătate la capitolul 1, pentru aceste elemente, la care eforturile S_{max} ating valori practic egale cu S_{cap} condiția de siguranță trebuie exprimată prin inegalitatea (1.6):

$$\Delta_{max} < \Delta_{cap}$$

unde Δ_{max} este deplasarea maximă a elementului produsă de acțiunea cutremurului iar Δ_{cap} este deplasarea lui capabilă. Cu cît valoarea Δ_{max} este mai apropiat de valoarea Δ_{cap} cu atît elementul structural suferă avarii mai pronunțate. Ambii termeni în relația (1.6) reprezintă deplasări ale elementului în raport cu sistemul său local de coordonate și trebuie calculate în exact aceleași

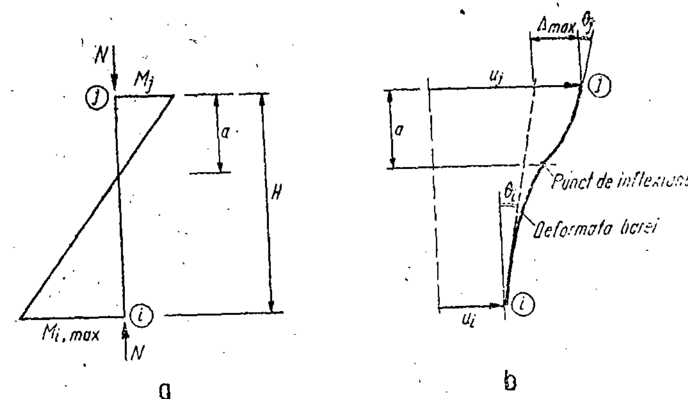


Fig. 6.1

condiții. De exemplu, pentru stîlpul unui cadru deformat în planul lui, deplasarea Δ_{max} marcată în fig. 6.1 este dată de relația:

$$\Delta_{max} = u_j - u_i - \theta_i H \tag{6.2}$$

unde u_j, u_i și θ_i sînt deplasările structurii (deplasări orizontale și rotiri de nod) în timpul acțiunii seismice care produc cea mai mare valoare Δ. La momentul de timp cînd apar u_i, u_j și θ_i presupunînd că stîlpul este plastificat la capătul i, și deci condiția de verificare are forma (1.6), $M_{i,max} \simeq M_{i,cap}$, momentul încovoietor la capătul opus, M_j, și forța axială N pe stîlp avînd anumite valori. Deplasarea Δ_{cap} trebuie calculată pe baza aceleiași forțe axiale N și aceleiași poziții ale punctului de anulare a diagramei de momente pe stîlp ca cele înregistrate în momentul atingerii lui Δ_{max}.

Valoarea deplasării capabile se asociază de regulă cu situația în care în secțiunea cea mai solicitată a elementului se atinge deformația ultimă fie a betonului comprimat fie a armăturii întinse.

Calculul deplasării capabile implică însumarea deformațiilor (rotirilor) secționale, plastice sau elastice, în lungul stîlpului.

ii. În timp ce valoarea S_{cap} în condiția (1.1) depinde de caracteristicile betonului și ale armăturii într-o secțiune a unui element, valoarea Δ_{cap} în condiția (1.6) depinde de caracteristicile materialelor pe întreg elementul, iar valorile S_{max} și Δ_{max} depind de caracteristicile materialelor pe ansamblul structurii. Aceasta ar implica, ținînd seama și de caracterul global al cedării structurale, care stă la baza concepției de asigurare a construcțiilor la acțiuni seismice, necesitatea considerării în condițiile de siguranță menționate a *valorilor efective* $\bar{R}_c$, $\bar{R}_t$, $\bar{R}_a$, ale rezistențelor betonului și armăturii apropiate statistic de *valorile medii* ale acestor rezistențe și, deci, mai mari decît *valorile de calcul*, R_c, R_t și R_a folosite în mod curent în metoda stărilor limită în țara noastră. Pe baza coeficienților de variație statistică a rezistențelor în jurul mediei, se poate afirma că (vezi capitolele 2 și 3).

$$\frac{\bar{R}_t}{R_t} > \frac{\bar{R}_c}{R_c} > \frac{\bar{R}_a}{R_a} \tag{6.3}$$

Pentru a nu complica proiectarea curentă, STAS 10107/0-90 prevede ca verificarea la starea limită de rezistență pentru gruparea specială de încăr-

cări să se facă tot pe baza valorilor de calcul ale rezistențelor ca și pentru gruparea fundamentală de încărcări. Evident, însă, inegalitățile (6.3) trebuie avute în vedere cînd se evaluează gradul de protecție antiseismică oferit de condițiile (1.1) și (1.6) * și la calibrarea factorului ψ din compunerea coeficientului seismic (vezi și 1.3 și 1.5).

iii. În cadrul metodei curente de proiectare, verificarea explicită prin calcul a condiției (1.6) nu este posibilă întrucît nu se cunosc nici valorile Δ_{max} și ale celorlalți parametri (vezi i) asociați lui Δ_{max} necesari pentru calculul lui Δ_{cap}, nici care sînt elementele structurale care se plastifică. În aceste condiții, pe lîngă verificarea condiției obișnuite de rezistență (1.1) se prevăd măsuri suplimentare care vizează dirijarea apariției zonelor plastice în structură și înzestrarea acestora cu capacități de deformare Δ_{cap} suficiente în elementele cu zone plastice potențiale. În felul acesta, în proiectarea antiseismică curentă, verificarea condiției (6.3) nu are un caracter explicit, aceasta considerîndu-se satisfăcută implicit prin măsurile menționate. Principiile acestor măsuri suplimentare se prezintă la paragraful 6.1.3.

iv. Un caz particular în proiectarea antiseismică este constituit de structurile care se pot modela din punct de vedere dinamic prin penduli cu un grad de libertate (fig. 6.2). Simplitatea modelului ușurează evaluarea sau aprecierea deplasării Δ_{max} (de exemplu, prin folosirea spectrelor răspunsului inelastic [44]). Reducerea structurii la una sau mai multe console de beton armat, cu forță axială constantă și poziție fixă a punctului de anulare a diagramei de moment încovoietor, simplifică și evaluarea deplasării Δ_{cap}, pentru calculul căreia se pot folosi schema și expresia date în fig. 6.3.

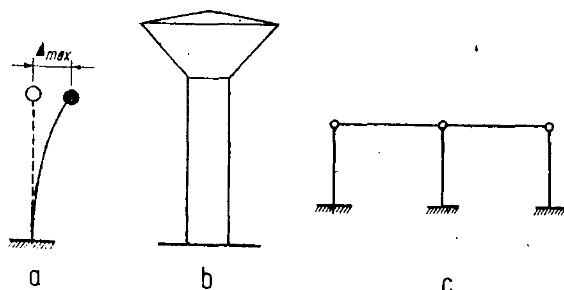


Fig. 6.2

În felul acesta, pentru structurile cu un grad de libertate dinamică se poate face cu ușurință și o verificare explicită prin calcul a condiției (1.6).**

S-a notat: M_u și Φ_u, valorile ultime ale momentului încovoietor și ale rotirii specifice la epuizarea capacității portante a secțiunii transversale a barei, M_p și Φ_p, momentul încovoietor și rotirea specifică la limita domeniului elastic de comportare al secțiunii transversale (asociată de obicei cu inițierea curgerii în armătura întinsă), l_p este lungimea zonei plastice adică a zonei

* În standard condiția (1.6) se asigură printr-o condiție derivată constînd în limitarea înălțimii zonei comprimate în anumite secțiuni, aceasta stabilindu-se pe baza rezistențelor de calcul

** Verificarea explicită a capacității de deformare impune considerarea în calcul a rezistențelor efective. În relația (1.6) Δ_{cap} se înlocuiește cu Δ_u avînd semnificația de deplasare ultimă, corespunzătoare capacității de rezistență ultime S_u.

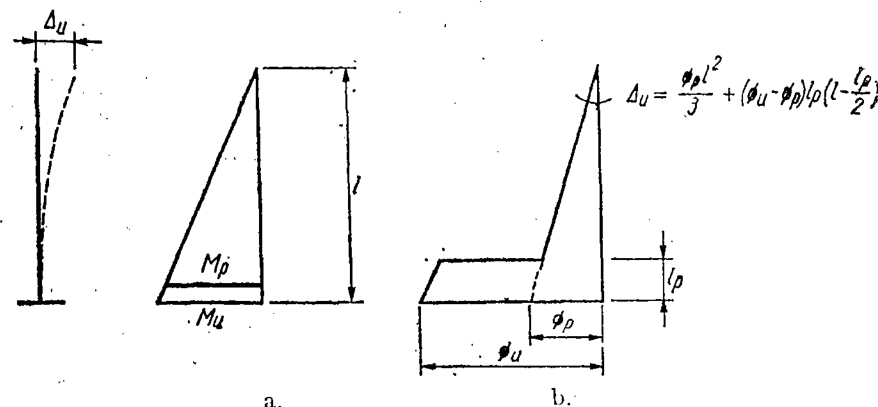


Fig. 6.3

în care armătura longitudinală întinsă a secțiunii este solicitată dincolo de pragul de curgere. Din cauza efectului fisurilor înclinate (forței tăietoare), al alunecării armăturii în beton ca urmare a solicitărilor alternante în zona plastică, precum și a eventualei solicitări a armăturii în domeniul de consolidare a oțelului l_p este în realitate mai mare decît lungimea zonei (fig. 6.3, *a*) în care momentul încovoietor este mai mare sau egal cu M_p, iar distribuția rotirilor secționale în zona plastică se poate aproxima ca în fig. 6.3, *b*. Valorile M_u, Φ_u și M_p, Φ_p se calculează pe baza condițiilor statice și geometrice în secțiune, considerînd valorile efective $\bar{R}_c$ și $\bar{R}_a$ ale rezistențelor betonului și armăturii. Se pot admite simplificări ale schemei de calcul ale acestor valori, exprimînd de exemplu, relația moment încovoietor-rotire specifică printr-o lege biliniară (fig. 6.4), cu anumite rapoarte între M_u și M_p și respectiv între Φ_u și Φ_p.

Pentru structurile cu un grad de libertate dinamică condiția de siguranță (1.6) se poate exprima și sub forma

$$\mu_{\Delta,\,max} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_p} \leqslant \mu_{\Delta,\,cap} = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} \tag{6.4}$$

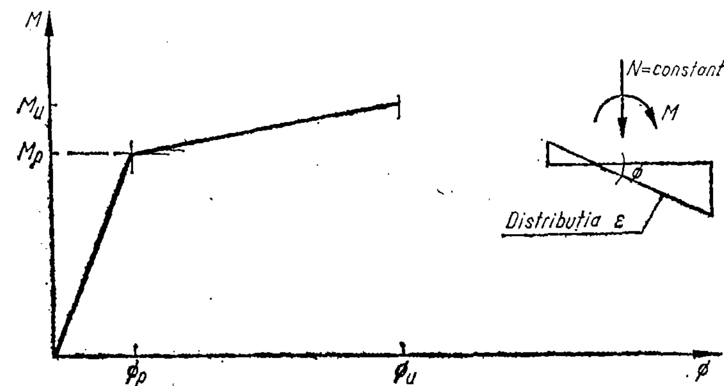


Fig. 6.4

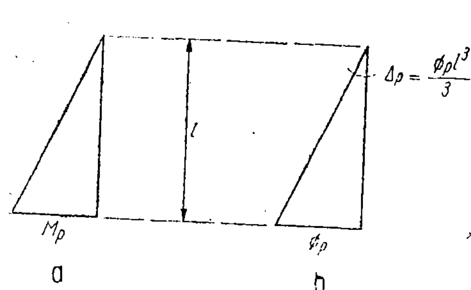


Fig. 6.5

unde Δ_p şi Δ_u sînt valorile deplasării Δ la atingerea momentului M_p în secţiunea de la baza consolei (vezi fig. 6.5), respectiv a momentului M_u. Valoarea adimensională μ_Δ reprezintă *indicele de ductilitate la deplasarea* Δ a elementului. Valoarea capabilă a indicelui de ductilitate rezultă sub forma

$$\mu_{\Delta,cap} \simeq 1 + 3\ (\mu_\Phi - 1)\, \bar{l}_p \tag{6.5}$$

în funcţie doar de doi parametri: indicele de ductilitate la rotirea secţiunii

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_p} \tag{6.6}$$

şi lungimea relativă a zonei plastice,

$$\bar{l}_p = \frac{l_p}{l} \tag{6.7}$$

Pentru determinarea valorilor μ_Φ şi $\bar{l}_p$ se pot da relaţii simple [38] sau abace [10].

Este important de menţionat, însă, că pentru elemente de beton armat care nu sînt console, indicele de ductilitate μ_Δ îşi pierde din interes. Într-adevăr, nu numai că, aşa cum s-a arătat deja în fig. 6.1, valoarea Δ_u depinde de poziţia punctului de anulare al diagramei de moment la atingerea lui M_{max}, dar acelaşi lucru se întîmplă şi cu Δ_p cînd se atinge M_p în aceeaşi secţiune cu M_{max}, iar poziţiile punctelor de inflexiune ale celor doua deformate rareori coincid. În plus forţa axială N şi deci relaţia $M - \Phi$ se pot modifica în timpul acţiunii seismice ca urmare a variaţiei efortului axial, datorată efectului indirect (sub formă de solicitări axiale) al forţelor orizontale seismice. Pe aceste considerente formularea condiţiei de siguranţă a răspunsului seismic sub forma relaţiei (1.6) este totdeauna preferabilă. În cele ce urmează prin DUCTILITATE se va desemna *capacitatea elementului de beton armat de a dezvolta deformaţii inelastice*. Evident, elementul de beton armat este mai ductil, respectiv are un Δ_u mai mare, dacă zona plastificată este mai lungă (l_p mai mare) şi dacă secţiunea sa transversală în zona plastică este mai ductilă (Φ_u sau μ_Φ mai mare).

6.1.2. Posibilităţi de proiectare pe baza analizei răspunsului inelastic

Condiţia (1.6) implică considerarea răspunsului inelastic al structurii, iar aceasta nu se poate evalua decît dacă se cunoaşte armarea. Rezultă, deci, că proiectarea pe baza verificării prin calcul a condiţiei (1.6) necesită în principiu parcurgerea unui proces de aproximaţii succesive în care soluţia iniţială este cea furnizată de metoda curentă de proiectare antiseismică descrisă în paragraful 6.1.1.

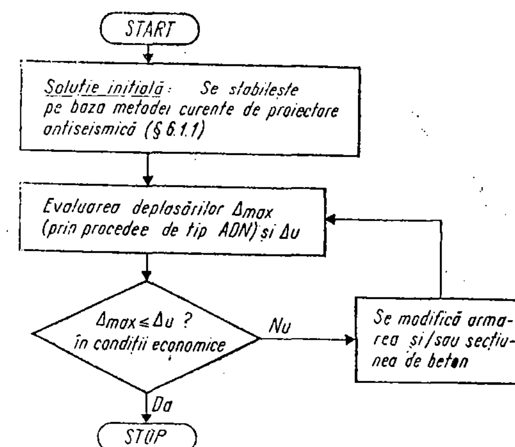


Fig. 6.6

Definitivarea dimensiunilor secţiunilor de beton şi armătură rezultă dintr-o serie de verificări ale condiţiei (1.6) îmbunătăţind soluţiile pînă la satisfacerea acesteia (fig. 6.6).

În principiu, sînt posibile două modalităţi de evaluare a termenilor Δ_{max} şi Δ_u:

— analizînd răspunsul static neliniar al structurii (ASN);

— analizînd răspunsul dinamic neliniar al structurii (ADN).

Cu excepţia unor cazuri simple de structuri, ambele procedee implică folosirea unor programe de calcul automat.

În *procedeul ASN* condiţia (1.6) se verifică pentru ansamblul structural. Se consideră forţa tăietoare S la baza structurii presupusă crescînd monoton în paşi ΔS şi avînd o distribuţie dată pe orizontală şi verticala structurii de rezistenţă (corespunzînd de regulă, fie modului fundamental de vibraţie, fie distribuţiei furnizate de analiza modală) şi se determină creşterile deplasării Δ la un anumit nivel al structurii, considerat nivel caracteristic, rezolvînd iterativ sistemul de ecuaţii de echilibru static

$$[K_T]\ \{\Delta x\} = \{\Delta F\} \tag{6.8}$$

în care:

$[K_T]$ este matricea de rigiditate tangentă a structurii, care se modifică pe măsură ce se plastifică elementele structurii;

$\{\Delta x\}$ este vectorul creşterilor de deplasare ale nodurilor structurii şi reprezintă necunoscuta în sistemul (6.8);

$\{\Delta F\}$ este vectorul creşterilor de forţe la nodurile structurii, care rezultă pe baza sporirii date ΔS forţei tăietoare de bază păstrînd constantă distribuţia ei pe verticală şi pe orizontala structurii.

Deplasarea Δ se determină prin cumularea valorilor Δx_i de pe direcţia lui Δ. Se obţine astfel, prin procedeul de calcul biografic, aşa numita relaţie

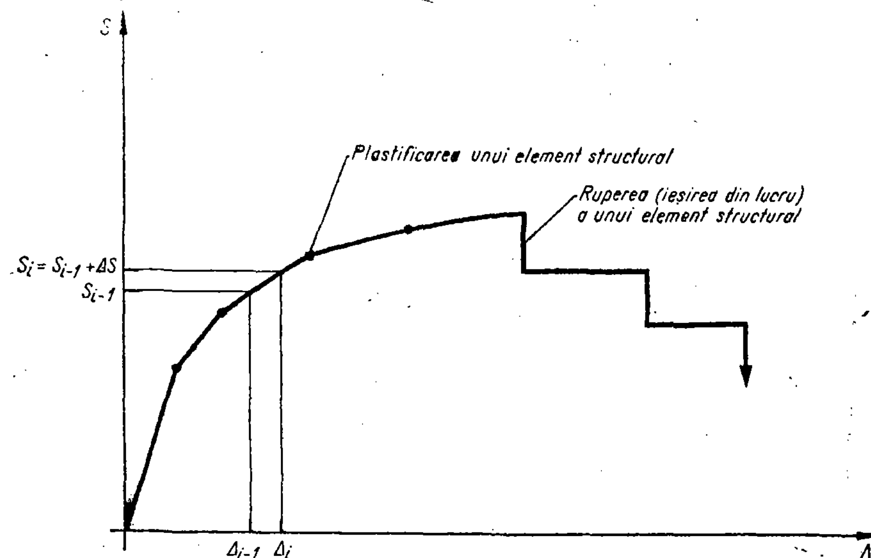


Fig. 6.7

S-Δ* (fig. 6.7) în care Δ_u reprezintă valoarea lui Δ la cedarea primului element structural din cele considerate vitale pentru siguranţa structurii în ansamblu.

Diagrama $S - \Delta$ oferă o imagine sintetică, sugestivă a comportării a structurii pe întreg intervalul de solicitare pînă la rupere.

Dacă se pune problema verificării explicite a condiţiei (1.6) aceasta nu se poate realiza decît într-o manieră aproximativă, ceea ce implică echivalarea structurii printr-un sistem cu un grad de libertate dinamică, caracterizat de relaţia $S - \Delta$ la nivelul unde se aplică rezultanta S a încărcărilor orizontale.

Evaluarea mărimii Δ_{max} se poate face fie utilizînd o metodă de tip energetic (pornind de la valorile spectrale ale răspunsului elastic [52]) în care caz valoarea obţinută trebuie considerată numai o aproximare grosieră a valorii reale, fie utilizînd procedeul ADN pentru un pendul dinamic caracterizat de relaţia $S - \Delta$ stabilită pentru determinarea lui Δ_u la nivelul caracteristic al structurii.

Acest ultim procedeu furnizează de fapt valoarea spectrală a deplasării în răspunsul inelastic, printr-o metodă mai riguroasă decît cea curent utilizată pentru stabilirea spectrelor inelastice, în care pendulii dinamici sînt caracterizaţi, alături de perioada oscilaţiilor proprii, de factorul de amortizare şi de indicele de ductilitate convenţional.

Verificarea prin procedeul ASN are un caracter global referindu-se la structura în ansamblu.

---

* În literatura de specialitate se utilizează pentru această diagramă denumirea $P - \Delta$. Aici s-a preferat denumirea $S - \Delta$, în acord cu notaţiile din prescripţiile din ţara noastră şi pentru a evidenţia faptul că problemele se pun diferit în cazul acţiunii seismice faţă de cazul încărcării neseismice (vezi § 1.3).

Referindu-ne din nou la fig. 6.7 este important de observat că valoarea forţei S_u stabilită pe baza rezistenţelor efective ale betonului şi oţelului, reprezentînd valoarea maximă („ultimă") a forţei orizontale cu care se poate încărca structura, nu coincide nici cu valoarea de calcul a forţei seismice, nici cu valoarea S_{el} a forţei seismice în răspuns elastic (vezi relaţia 6.1). De regulă $S < S_u < S_{el}$, dar există şi situaţii, la structuri la care se urmăreşte obţinerea unui răspuns seismic elastic sau la care simpla aplicare a regulilor de armare minimă dotează structura cu o capacitate de rezistenţă foarte mare, cînd $S_u > S_{el}$.

În *procedeul ADN* condiţia (1.6) se verifică pentru fiecare element structural în parte. Se discretizează în paşi de timp Δt o accelerogramă seismică $\ddot{u}$ (înregistrată sau generată artificial) şi se determină deplasarea Δ_{max} produsă de seism în fiecare element, rezolvînd pentru fiecare pas de timp („time-history") sistemul de ecuaţii de echilibru dinamic

$$[M]\{\Delta\ddot{x}\} + [C]\{\Delta\dot{x}\} + [K_T]\{\Delta x\} = -[M]\{\Delta\ddot{u}\} \qquad (6.9)$$

în care, în afara notaţiilor din sistemul (6.8),

$[M]$ este matricea maselor structurii presupuse concentrate (de obicei la noduri) pentru ca ecuaţiile în sistemul (6.9) să rezulte algebrice şi nu diferenţiale;

$[C]$ este matricea de amortizare;

$\{\Delta\ddot{x}\}$ şi $\{\Delta\dot{x}\}$ sînt vectorii variaţiilor acceleraţiilor şi ai vitezelor relative asociate variaţiilor deplasărilor $\{\Delta x\}$. Între cele trei variaţii $\{\Delta\ddot{x}\}$, $\{\Delta\dot{x}\}$ şi $\{\Delta x\}$ există două relaţii cinematice astfel încît sistemul de ecuaţii (6.9) se reduce la un sistem de ecuaţii de condiţie în raport cu un vector necunoscut, de exemplu $\{\Delta x\}$. Pentru o accelerogramă şi o structură date se obţine localizarea zonelor plastice (fig. 6.8) şi pentru fiecare element structural plastificat se înregistrează valoarea Δ_{max} împreună cu poziţia punctului de anulare al momentului încovoietor şi cu forţa axială N concomitente cu Δ_{max} (vezi fig. 6.1). Cu aceste date, presupuse constante, se calculează separat valoarea Δ_u printr-un calcul static considerînd distribuţia de momente incovoietoare şi a curburilor corespunzătoare stadiului ultim în secţiunea cea mai solicitată a stîlpului.

În raport cu procedeele ASN, procedeul ADN interpretează mult mai fidel comportarea reală a structurii caracterizată prin aspectul dinamic al solicitării. Procedeul furnizează, cu un înalt grad de credibilitate, scenariul mobil al apariţiei şi închiderii „articulaţiilor plastice" (mai riguros, al incursiunilor în domeniul inelastic al diferitelor zone ale elementelor) şi permiţînd în acelaşi timp, prin verificarea condiţiei (1.6) pentru fiecare element şi la diferite intervale de timp, identificarea mecanismului de cedare a structurii.

Pe lîngă ipotezele fundamentale ale celor două procedee, deja menţionate în legătură cu calculul lui Δ_{max} şi Δ_u, mai sînt de subliniat cîteva aspecte importante privind matricea de rigiditate $[K_T]$ a structurii care se generează cu ajutorul matricelor de rigiditate tangentă ale elementelor structurale:

i. În ambele procedee, se pot calcula deocamdată numai subansambluri plane formate din elemente liniare. Considerarea altor elemente decît a acestora, de exemplu a elementelor bidimensionale de beton armat, nu este încă posibilă datorită faptului că în prezent nu se dispune de o modelare analitică satisfăcătoare a comportării acestor elemente în stadiile postfisurare şi postelastic.

ii. Caracterul spaţial al structurilor de beton armat nu poate fi, de asemenea, încă introdus în programele de calcul din categoriile ASN sau ADN, decît într-o manieră aproximativă (prin coordonarea deplasărilor subansam-

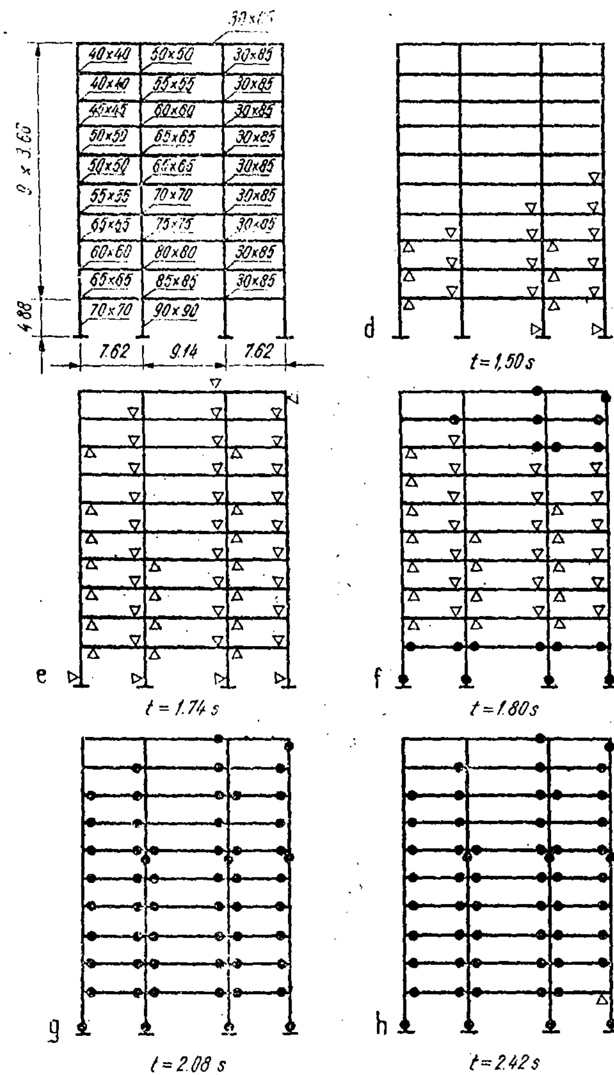
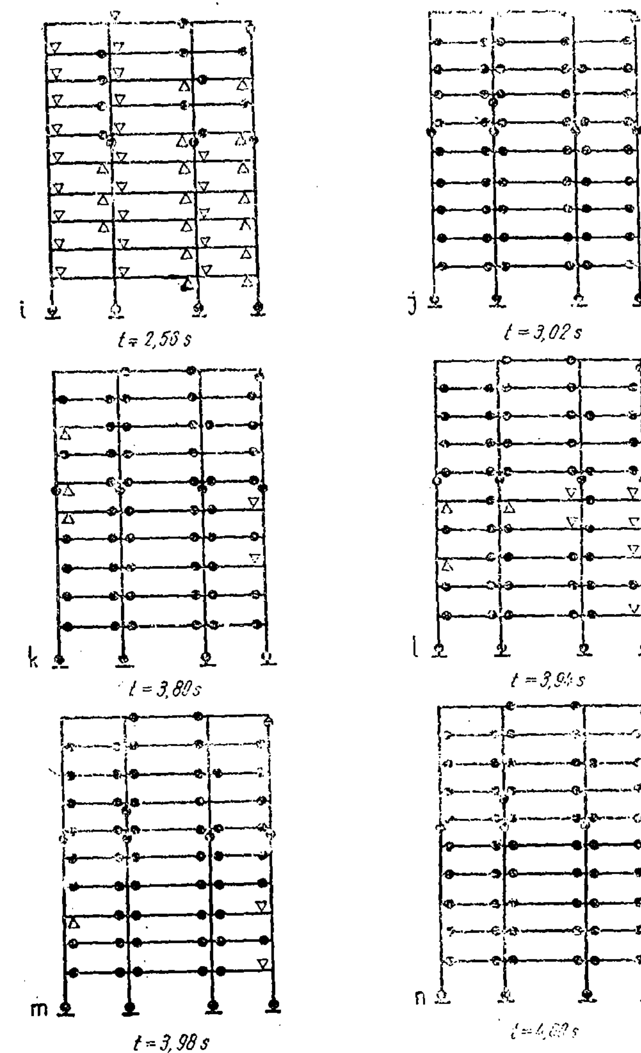


Fig. 6.8. Distribuţia articulaţiilor plastice în barele unui cadru de beton armat (a) solicitat seismic la diferite momente de timp (*d* ... *n*).

Rezultatele sînt obţinute prin utilizarea programului ANELISE considerînd componenta N–S a accelerogramei INCERC



Bucureşti din 4 martie 1977 cu valorile reduse cu 24%. Structura este proiectată în conformitate cu prevederile normativului P100/82 şi standardului STAS 10.107/0-90.

— marchează deschiderea articulaţiei plastice la faţa barei de partea căreia este marcat triunghiul

— marchează închiderea articulaţiilor plastice.

blurilor structurale plane prin intermediul planşeelor considerate infinit rigide modelînd o comportare quasispaţială, deocamdată numai pentru componenta translaţie a deplasării laterale), datorită absenţei unor modele de calcul în măsură să interpreteze suficient de corect comportarea postelastică a elementelor liniare de beton armat la solicitări compuse încovoiere pe două direcţii — torsiune.

iii. Stabilirea termenilor matricei de rigiditate se face pe baza unor ipoteze privind deformarea din încovoiere cu efort axial, parte dintre ele discutate la 5.2. Nu se introduc termenii corespunzători deformaţiilor produse elementelor de beton armat de către forţa tăietoare sau de lunecarea armăturii în beton, nici pentru aceste aspecte neexistînd modelări de calcul satisfăcătoare. Implicit, nu se pot lua în considerare eventuale cedări premature datorate acţiunii forţei tăietoare sau pierderii ancorării armăturilor.

Toate aceste ipoteze de calcul reduc sensibil *gradul de fidelitate* al procedeelor în raport cu realitatea. În plus procedeele ASN şi ADN implică un mare efort de calcul şi de interpretare a rezultatelor care nu face posibilă practic considerarea unei game variate de cutremure probabile.

În aceste condiţii, proiectarea curentă antiseismică, atît în ţara noastră cît şi în celelalte ţări al căror teritoriu este expus unui risc seismic important, nu se face pe baza procedeului iterativ descris în fig. 6.6 ci se limitează la determinarea soluţiei date de metoda aproximativă prezentată la paragraful 6.1. Procedeele ASN şi, în special, ADN se folosesc ca instrumente de cercetare teoretică în vederea îmbunătăţirii, din punct de vedere tehnic şi economic, a măsurilor de ductilizare prevăzute în prescripţii pentru metoda curentă de proiectare antiseismică, iar ca instrument de proiectare numai în situaţii deosebite (structuri cu înălţime mare, sisteme structurale noi, structuri pentru clădiri tip, ce urmează să se execute într-un număr foarte mare de exemplare).

6.1.3. Bazele măsurilor de ductilizare

După cum s-a arătat în paragraful 6.1.1, măsurile de ductilizare vizează satisfacerea condiţiei (1.6) pentru elementele structurale care se plastifică în timpul acţiunii seismice intense. Aceste măsuri nu sînt necesare în elementele, în subansamblurile structurale sau în structurile a căror capacitatea de rezistenţă este superioară eforturilor S_{max} corespunzătoare unui răspuns seismic elastic. În principiu, măsurile de ductilizare trebuie să fie asociate valorii factorului ψ (din relaţia 6.1). Cu cît coeficientul ψ de reducere al forţei seismice în răspuns elastic este mai mic, cu atît măsurile de ductilizare trebuie să fie mai severe. Analizînd în contextul sistemului de siguranţă asociat metodei de proiectare, valoarea reală a acestui factor, s-o notăm cu ψ_{real}, se constată că aceasta este mai mare decît valoarea prevăzută explicit în prescripţii, prin relaţia (6.1), atît datorită diferenţei între valorile de calcul ale rezistenţelor betonului şi armăturii şi valorile lor efective, cît şi datorită unor simplificări cu caracter acoperitor adoptare la modelarea construcţiei în calcul.

În condiţiile în care, în cadrul metodei curente de proiectare antiseismică, nu se pot evidenţia valorile ψ_{real}, şi nu se pot preciza cu certitudine care elemente structurale se vor plastifica cînd structura va fi acţionată de un cutremur de intensitate ridicată şi care vor fi valorile deplasărilor Δ_{max} impuse acestor elemente, măsurile de ductilizare urmăresc să înzestreze zonele plastice potenţiale ale elementelor structurale cu capacităţi suficient de mari de deformare postelastică (valori Δ_u suficient de mari). În urmărirea acestui scop, măsurile de ductilizare prevăzute în prezent de prescripţiile de proiectare păstrează un pronunţat caracter empiric şi reprezintă în fond cel mai convenabil compromis între tendinţa de a evita consumuri nejustificate de materiale şi tendinţa de a reduce gradul de avariere al construcţiei la acţiunea seismică. Altfel spus, măsurile de ductilizare avute în vedere la proiectarea pe baza procedurii curente, reflectă atît posibilităţile economice cît şi gradul actual de cunoaştere. Constatările în urma cutremurelor cît şi rezultatele experimentărilor fizice şi numerice sînt sursele de informaţii care contribuie la îmbunătăţirea continuă a acestor măsuri.

În general, creşterea deformaţiei capabile impune următoarele tipuri de măsuri:

— dirijarea apriţiei zonelor plastice în cadrul structurii în aşa fel încît acestea să apară mai întîi sau, dacă este posibil, numai în acele elemente structurale care au prin natura solicitării o capacitate de deformare mai mare;

— asigurarea unei valori minimă Δ_u a elementelor structurale cu zone plastice potenţiale prin asigurarea unei capacităţi minime de rotire specifică, Φ_u, în aceste zone în condiţiile evitării riscului apariţiei unor ruperi premature, neductile, datorate forţei tăietoare sau pierderii ancorării armăturii în beton.

În legătură cu aceste măsuri de ductilizare sînt de făcut unele observaţii cu caracter general.

a. *Evitarea ruperii din forţă tăietoare* se face la starea limită de rezistenţă prin relaţia (vezi 5.3 *)

$$Q \leqslant Q_{cap} \tag{6.10}$$

În vederea evitării ruperii premature în elementele structurale cu zone potenţial plastice, forţa tăietoare de calcul Q se determină ca forţă tăietoare asociată mecanismului de plastificare a elementului iar la evaluarea lui Q_{cap} în zona plastică se reduce contribuţia datorată betonului, Q_b, cu atît mai mult cu cît este mai mare riscul degradării mai pronunţate a betonului ca urmare a incursiunilor repetate, uneori şi alternante în domeniul postelastic.

b. *Degradarea aderenţei între bara de armătură longitudinală şi beton*, în special în zona ei de ancorare, care în marea majoritate a cazurilor practice reprezintă zona de îmbinare (nodul structural) între elementele structurale la limită poate scoate din lucru bara respectivă şi deci reduce capacitatea portantă. În cazul acţiunii seismice acest risc este amplificat de efectul încărcărilor ciclice, deseori alternante, şi de efectul fisurării betonului în lungul barei în zona nodului structural (vezi fig. 6.9). Pentru reducerea acestui risc

— se folosesc cu prioritate bare cu profil periodic;

— se iau măsuri speciale de ancorare;

— se sporeşte lungimea de ancoraj a barelor. În STAS 10107/0-90 se prevede sporirea cu circa 30—40% a lungimilor de ancoraj ale barelor longitudinale întinse în elemente făcînd parte din structuri cu rol antiseismic, în raport cu lungimile de ancorare ale armăturilor cu condiţii normale de solicitare. În prescripţiile din alte ţări se prevăd sporuri şi mai mari.

* Aşa cum s-a arătat la capitolul 1, pentru simplificarea scrierii relaţiilor de calcul, s-a renunţat la indicele max. pentru desemnarea eforturilor secţionale de calcul.

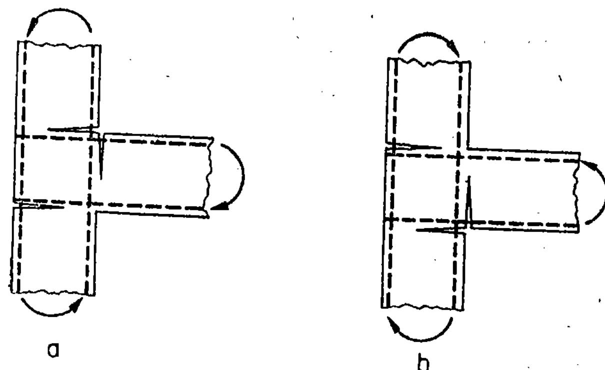


Fig. 6.9

— se evită innădirile (în, special cêle prin suprapunere fără sudură) în zonele expuse plastificării.

Pentru asigurarea unei bune ancorări a etrierilor cu rol de fretare în zonele plastice potențiale din elementele structurale verticale (stîlpi sau bulbi de diafragme), cîrligele acestor etrieri au forma și dimensiunile din fig. 6.10, *a*. Prin pătrunderea cîrligului în miezul de beton al secțiunii (fig. 6.10 b) se crează condiții de ancorare mai bune decît prin poziționarea lui în imediata apropiere a stratului de beton de acoperire care se poate pierde la o solicitare seismică intensă.

c. *Capacitatea de rotire secțională în zona plastică* este dată de relațiile (fig. 6.11):

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_{bu}}{\bar{x}} \qquad (6.11,\ a)$$

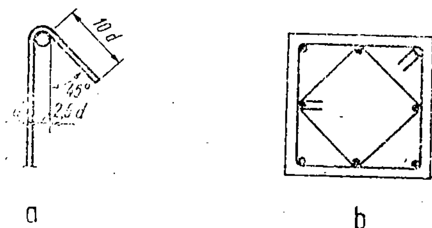


Fig. 6.10

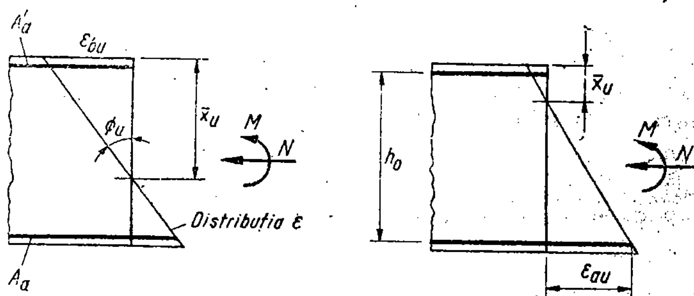


Fig. 6.11

sau

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_{au}}{h_0 - \bar{x}} \qquad (6.11,\ b)$$

după cum cedarea (ruperea) în secțiune se atinge prin depășirea deformației ultime de compresiune ε_{bu} a betonului sau a deformației ultime ε_{au} a armăturii întinse. Cu $\bar{x}$ s-a notat înălțimea zonei comprimate.

Valorile Φ_u în situațiile în care acestea sînt stabilite prin relația (6.11, *b*) (întîlnite la unele elemente supuse la întindere excentrică sau, mai rar, la compresiune excentrică cu forțe axiale reduse) asigură, de regulă în exces, cerințele de ductilitate asociate unei comportări favorabile la solicitări seismice.

În vederea asigurării unei valori suficiente a rotirii secționale Φ_u, în zonele plastice potențiale se limitează superior valoarea $\bar{x}$ la o mărime mai redusă decît cea corespunzătoare situației de balans (vezi subcapitolul 5.2), diferențiată funcție de natura solicitării elementelor și se acționează prin măsuri minime de armare transversală pentru sporirea valorii ε_{bu} în raport cu cea corespunzătoare betonului simplu. Armarea cu etrieri a zonei plastice, pe lîngă efectul de creștere a deformabilității betonului, are și rolul de a împiedica flambajul barelor comprimate, favorizat de efectul Bauschinger asociat regimului de solicitare alternantă (vezi capitolului 3). În același timp se obține o limitare a degradării betonului din inima secțiunii pentru a conserva cel puțin parțial, capacitatea acestuia de a prelua forțe tăietoare.

Limitarea maximă a valorii $\bar{x}_u$ se asigură prin relația

$$\xi \leqslant \xi_{lim} \qquad (6.12)$$

unde ξ este dat de relația (5.9) și se stabilește în calculul la starea limită de rezistență. Rotirea capabilă Φ_u, a secțiunii este cu atît mai mare cu cît deformația postelastică a armăturii întinse în momentul cedării zonei comprimate a secțiunii este mai mare astfel că, așa cum s-a arătat anterior, ξ_{lim} în relația (6.12) este mai mic decît ξ_b din tabelul 5.1. Valorile ξ_{lim} sînt stabilite plecînd de la valorile Φ_u considerate ca necesare pentru diferite tipuri de elemente ținînd cont și de relațiile dintre valorile rezistențelor de calcul și valorile rezistențelor medii ale betonului și armăturii

Deplasarea capabilă Δ_{cap} a elementului depinde nu numai de valoarea Φ_u ci și de lungimea zonei plastice l_p(vezi, de exemplu, fig. 6.3). S-a arătat deja că l_p cuprinde lungimea pe care momentul încovoietor este mai mare decît M_p la care se adaugă o lungime care ține seama de efectul de sporire a eforturilor unitare în armătura longitudinală prin fisurare înclinată (forței tăietoare) și de efectul alunecării barelor longitudinale în beton.

Se apreciază că valorile l_p, prescrise de unele norme (de exemplu [111]) sînt în general acoperitoare față de valorile rezultate din cercetările experimentale.

d. Prin alcătuirea structurii și prin modul de armare se urmărește să se *dirijeze dezvoltarea deformațiilor postelastice cu prioritate în grinzi* care sînt, în general, mai ductile decît stîlpii pe baza faptului că secțiunea de beton armat are o rotire capabilă, Φ_u, mai mare la încovoiere decît la compresiune excentrică. Acest principiu, denumit în practică *grindă slabă-stîlp puternic* are și alte avantaje. Astfel, cedarea unui element vertical poate iniția colapsul progresiv (în lanț) al construcției și de aceea evitarea unor deformații plastice ample în elementele verticale este vitală pentru siguranța seismică a ansamblului structural.

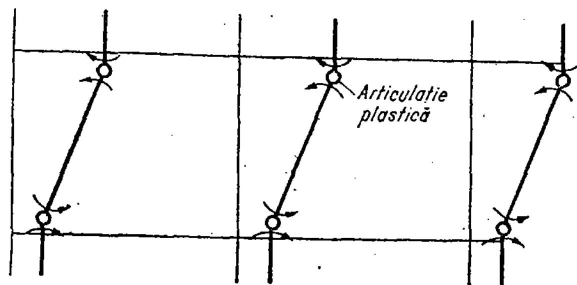


Fig. 6.12

În plus, plastificarea simultană la ambele capete a tuturor stîlpilor unui nivel al structurii poate conduce la apariţia unui mecanism de plastificare local, (mecanism „de etaj"), care trebuie în general evitat (fig. 6.12) întrucît ar implica cerinţe foarte mari de ductilitate pentru stîlpi care se pot realiza cu deosebită dificultate şi în condiţii neeconomice. Există, totuşi, situaţii în practică, în care mecanismul de plastificare al structurii implică în mod inevitabil dezvoltarea unor deformaţii plastice importante în elementele verticale, cum se întîmplă, de exemplu, în cazul turnurilor castelelor de apă, a stîlpilor nivelurilor flexibile ale structurilor rigide în rest. Asemenea situaţii necesită o abordare specială.

Este de subliniat, de asemenea, că, în general, nu se poate evita în condiţii economice, plastificarea la bază (la nivelul teoretic de încastrare a infrastructurii) a stîlpilor clădirilor etajate supuse la solicitări seismice intense. În aceste situaţii se urmăreşte prin măsurile de alcătuire, limitarea incursiunilor în domeniul postelastic de deformare.

În cele ce urmează se comentează măsurile de ductilizare prevăzute în STAS 10107/0-90. Ca şi în alte prescripţii de proiectare antiseismică (vezi, de exemplu, [104]; [111; 114]), ele se referă în special la elementele structurilor curente.

În general, măsurile de ductilizare prevăzute de prescripţii sînt detaliate în funcţie de tipul elementului structural (grindă, stîlp, perete) şi se aplică indiferent de poziţia elementului în cadrul structurii (vezi, de exemplu, [104]). Se are în vedere că pentru diferitele tipuri de structuri prescripţiile de proiectare antiseismică prevăd valori reduse ale coeficienţilor ψ din relaţia (6.1), care implică plastificări relativ importante ale elementelor structurale.

În Codul Model CEB-FIP de proiectare antiseismică [111], aceste măsuri sînt diferenţiate pe trei niveluri de ductilitate corespunzînd la trei valori ale coeficientului ψ dar ele se aplică de asemenea, pentru fiecare tip de element structural indiferent de poziţia lui în cadrul structurii.

În cadrul discuţiilor purtate în legătură cu elaborarea STAS 10107/0-90, a existat propunerea * ca măsurile de ductilizare să fie diferenţiate pe trei nivele de ductilitate în cadrul aceleiaşi structuri pentru a ţine seama de diferenţele care apar în cerinţele de ductilitate (valoarea lui Δ_{max} în relaţia (1.6)) în funcţie de poziţia elementului structural în cadrul structurii şi în funcţie de particularităţile ansamblului structural. Este evident că o asemenea abordare a măsurilor de ductilizare consideră mai raţională condiţia (1.6) decît

* Propunere prezentată de ing. Emilian Ţiţaru.

oricare altă din abordările existente în prezent. Din păcate, cunoştinţele existente în prezent nu permit precizarea situaţiilor în care trebuie adoptat unul sau altul din aceste niveluri de ductilitate în cadrul structurii. Propunerea menţionată vizează în fond o distribuţie mai raţională a consumului de materiale în cadrul structurii prin asigurarea mai uniformă pe ansamblul structural a condiţiei (1.6). Ea va trebui luată, deci, în considerare fie de o ediţie ulterioară a STAS 10107/0-90, fie de instrucţiunile de proiectare specializate pe categorii de structuri după ce se va cunoaşte mai bine distribuţia cerinţei de ductilitate, Δ_{max}, pe ansamblul structural prin sintetizarea unui mare număr de studii bazate pe procedeul ADN.

Este de observat că abordarea problemei ductilizării structurii, în mod diferenţiat pe diferite zone ale structurii, apare mai accesibilă pentru structurile cu pereţi de beton armat, decît pentru cele în cadre. În viitoarea redactare a prescripţiilor specifice structurilor cu diagragme de beton în clădirile etajate (P85) se intenţionează introducerea unui asemenea concept de proiectare.

În forma sa actuală, STAS 10107/0-90 prevede unele măsuri care au în vedere conceptul de diferenţiere a măsurilor de ductilizare în funcţie de cerinţele probabile de ductilitate, dîndu-se o clasificare a elementelor structurale în acest scop.

Astfel se identifică trei categorii de elemente:

1. *elemente participante la structuri antiseismice solicitate la cutremure puternice* (corespunzînd zonelor seismice de calcul A...E);

2. *elemente participante la structuri antiseismice solicitate de cutremure moderate* (corespunzînd zonei seismice de calcul F.);

3. *elemente neparticipante la structuri antiseismice* (în această categorie intrînd elementele ale căror deformaţii laterale sub acţiunea cutremurelor sînt în mare măsură împiedicate prin prezenţa altor elemente mult mai rigide, de exemplu cadrele din structurile etajate asociate cu diagragme verticale de mare rigiditate, precum şi elemente care sub acţiunea unor forţe orizontale se deplasează fără a se deforma, cum sînt grinzile prefabricate articulate pe stîlpi).

În cadrul primei categorii se diferenţiază:

— elemente care capătă deformaţii postelastice semnificative, prevederile fiind diferite pentru zonele plastice potenţiale ale acestor elemente şi pentru restul elementelor respective;

— elemente pentru care se pune condiţia ca sub acţiunea seismică să rămînă în stadiul elastic, pentru a-şi îndeplini rolul structural de legătură rigidă a elementelor componente ale structurii (de exemplu, planşeele lucrînd ca şaibe, nodurile de cadru, îmbinările verticale de monolitizare ale structurilor cu panouri mari etc) sau pentru a asigura etanşeitatea necesară (de exemplu pereţii recipienţilor de lichide sau gaze);

— elemente care sub acţiuni seismice rămînd în domeniul elastic datorită faptului că din aceste acţiuni le revin solicitări reduse sub capacitatea de rezistenţă asociată prevederilor minime de armare (de exemplu, diafragme verticale de beton armat la clădiri joase cu structura de tip fagure).

Este important de subliniat că standardul permite proiectantului să reducă numărul zonelor plastice potenţiale şi să considere măsuri mai diferenţiate de ductilizare ori de cîte ori apar justificări bazate fie pe particularităţile de alcătuire ale ansamblului structural fie pe analize ale răspunsului seismic al structurii mai aprofundate decît metoda curentă de calcul.

Măsurile de ductilizare, fie că sînt exprimate prin condiții de verificare prin calcul, fie că sînt exprimate prin măsuri constructive, vor fi comentate în comun în continuare, evidențiind scopul prevederilor. În cadrul acestui capitol se prezintă numai măsurile constructive impuse de cerințele de ductilizare a elementelor de beton armat, completînd măsurile constructive cu caracter general discutate la subcapitolul 5.8.

Avînd în vedere că la data intrării în vigoare a standardului 10107/0-90 și a apariției prezentului Îndrumător, redactarea Instrucțiunilor de proiectare a structurilor în cadre de beton armat și a noii ediții a instrucțiunilor P85, de proiectare a structurilor cu diafragme de beton armat nu era încheiată, în cele ce urmează se comentează și o serie de prevederi specifice celor două prescripții și care nu fac în mod explicit obiectul standardului, în intenția de a realiza un cadru cît mai cuprinzător pentru discutarea problematicii proiectării antiseismice a structurilor de beton armat.

Din motive evidente, exprimarea concretă a prevederilor respective trebuie considerată ca avînd un caracter preliminar, forma lor finală urmînd să fie adoptată în cele două instrucțiuni.

6.2. DUCTILIZAREA ELEMENTELOR STRUCTURILOR ÎN CADRE DE BETON ARMAT

6.2.1. Dirijarea mecanismului de disipare de energie

Calculul dinamic neliniar reprezintă instrumentul cel mai puternic cu ajutorul căruia se poate controla cel mai riguros și dirija mecanismul disipator de energie. Așa cum s-a arătat anterior, în prezent nu este încă posibilă aplicarea pe scară largă, a acestui instrument avansat de investigare a comportării seismice a structurii. Din acest motiv, în proiectarea curentă se aplică o serie de proceduri simplificate, aproximative, implicînd anumite condiții de conformare a elementelor structurale din punct de vedere al rigidității și al capacității de rezistență, modalități de evaluare a eforturilor de dimensionare etc. Aceste proceduri sînt stabilite pe baza unor studii parametrice, efectuate tot prin metoda de tip ADN.

În prezent s-a impus concepția potrivit căreia pe durata cutremurelor puternice disiparea de energie în cadrele multietajate trebuie să se realizeze cu prioritate în grinzi și în cît mai mică măsură în stîlpi, astfel încît să nu apară mecanisme de tip etaj slab.

În unele prescripții de proiectare în intenția de a se evita asemenea situații se prevede pentru elementele care converg într-un mod structural o condiție de forma:

$$M^{sup}_{cap} + M^{inf}_{cap} \geqslant \alpha(M^{st}_{cap} + M^{dr}_{cap}) \qquad (6.13)$$

unde M^{sup}_{cap} și M^{inf}_{cap} reprezintă momentele capabile ale stîlpului de la partea superioară și, respectiv, inferioară a nodului, corespunzătoare valorii minime a forței axiale rezultate din calculul static (situația mai defavorabilă), iar M^{st}_{cap} și M^{dr}_{cap} reprezintă momentul capabil al grinzilor la stînga și la dreapta nodului, valorile respective fiind stabilite în funcție de rezistențele de calcul. Se consideră ambele sensuri de rotire a nodului (fig. 6.13) iar atunci cînd în

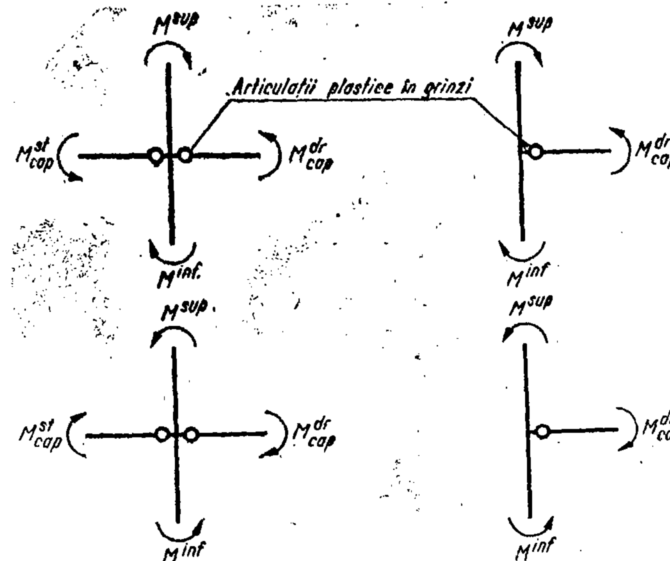


Fig. 6.13

nod converg grinzi pe două direcții, condiția (6.13) se verifică pentru fiecare direcție.

Factorul α are rolul unui coeficient de siguranță. În proiectul de Instrucțiuni de proiectare a clădirilor cu structura în cadre acesta era apreciat preliminar la 1,2, valoare adoptată și în prescripțiile americane [104]. Este de observat că valoarea reală a lui α, care corespunde exprimării momentelor capabile în funcție de rezistențele efective (vezi relația 6.3) este mai mare, datorită faptului că în timp ce momentele capabile ale grinzilor depind în esență de rezistența armăturii, momentele capabile ale stîlpilor depind atît de rezistența armăturii cît și de rezistența betonului comprimat.

Cu toate acestea este de apreciat (vezi de exemplu [74]) că adoptarea valorii $\alpha = 1,2$ în relația (6.13) nu este în măsură să evite apariția deformațiilor plastice în stîlpi.

Argumente pentru o asemenea afirmație sînt următoarele:

i. Incursiunile în domeniul postelastic ale grinzilor de cadru la cutremure intense implică deseori solicitarea oțelului în domeniul de consolidare și creșteri corespunzătoare (de ordinul 10 ÷ 25%) ale momentelor față de valorile asociate eforturilor unitare de curgere.

ii. Armăturile din placă, paralele cu armătura longitudinală a grinzilor contribuie cu valori cuprinse între 10 și 30%, la valoarea momentului capabil negativ. În general contribuția acestor armături este ignorată la dimensionarea la încovoiere a grinzilor.

iii. Capacitatea portantă a stîlpilor (în special a celor marginali) este puternic influențată de forțele axiale induse de cutremur, a căror valoare poate fi mult mai mare decît cea rezultată din calculul la încărcările seismice de calcul. Valoarea acestor forțe depinde de numărul de articulații plastice formate în grinzile adiacente stîlpului, iar acesta nu poate fi apreciat corect fără

instrumentul analizei dinamice liniare. Pe de altă parte, stabilirea efortului axial considerînd totalitatea grinzilor respective plastificate poate reprezenta în multe cazuri o soluţie prea acoperitoare.

iv. Distribuţia momentelor încovoietoare în lungul stîlpilor cadrelor etajate pe durata acţiunii seismice poate diferi substanţial de cea furnizată de calculul elastic la forţele statice echivalente. Răspunsul dinamic neliniar evidenţiază faptul că poziţia punctului de inflexiune se modifică permanent.

În [74] se arată că la structuri respectînd condiţia din prescripţiile americane (6.13) pot apărea relativ frecvent situaţii (în special la nivelurile superioare) în care se formează articulaţii plastice în stîlpi sub grinzi, în timp ce secţiunile de deasupra acestora sînt supuse la momente cu valori foarte reduse.

De altfel însuşi calculul elastic pune în evidenţă situaţii în care momentele pe stîlpi, deasupra şi dedesubtul grinzii sînt de acelaşi semn (fig. 6.14), atunci cînd grinzile sînt relativ flexibile în raport cu stîlpii. În aceste cazuri condiţia (6.13) ar trebui înlocuită în principiu cu o relaţie de forma:

$$M^{sup}_{cap} - M^{inf}_{coresp} \geqslant \alpha(M^{st}_{cap} + M^{dr}_{cap}) \qquad (6.14,\ a)$$

sau

$$M^{inf}_{cap} - M^{sup}_{coresp} \geqslant \alpha(M^{st}_{cap} + M^{dr}_{cap}) \qquad (6.14,\ b)$$

după cum momentul în stîlp deasupra nodului, furnizat de calculul elastic este mai mare sau mai mic decît cel din secţiunea de sub grindă. Cu M^{inf}_{coresp} şi M^{sup}_{coresp} s-au notat momentele care intervin în stîlp, în secţiunile de sub nod, şi de deasupra nodului, în situaţia în care stîlpul se plastifică deasupra nodului, respectiv dedesubtul nodului. O valoare aproximativă a acestor momente se obţine amplificînd valorile rezultate din calculul static la încărcări

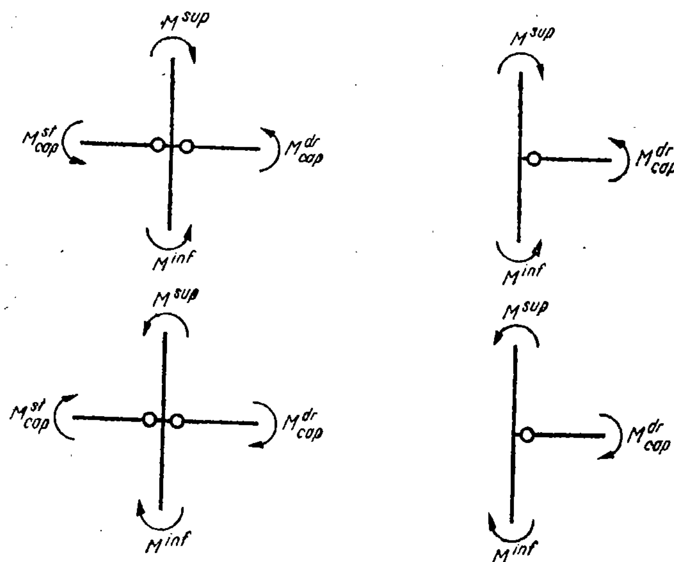


Fig. 6.14

seismice de calcul cu raportul între suma momentelor capabile în grinzile adiacente în nod şi suma momentelor în grinzi rezultate din calculul static la încărcările de calcul.

v. Un stîlp proiectat pe fiecare direcţie în acord cu condiţia (6.13) poate să fie descoperit sub aspectul capacităţii portante atunci cînd este supus eforturilor asociate unui cutremur acţionînd oblic faţă de axele principale de inerţie, implicînd plastificarea simultană a tuturor grinzilor care converg în nod. Intr-adevăr, în asemenea situaţii termenul din dreapta relaţiei (6.13) creşte în timp ce termenul din stînga scade ca urmare a reducerii de capacitate portantă la acţiune oblică (vezi 5.2.5). Este de observat, totuşi, că această situaţie limită are o probabilitate mai mică de apariţie.

În [74] se face aprecierea că pentru a evita plastificarea stîlpilor termenul α din (6.13) trebuie să aibe valori cuprinse între 2 şi 2,5. Deşi aparent aceste valori sînt excesiv de mari în practică ele se pot realiza cu relativă uşurinţă, fără implicaţii negative sub aspectul consumului de materiale, obţinîndu-se o serie de avantaje importante:

a. Menţinerea stîlpilor în domeniul elastic de comportare face ca fretarea (confinarea) miezului de beton al stîlpului să nu mai fie necesară, astfel că măsurile de armare transversală se pot reduce substanţial.

b. Capacitatea de a prelua forţă tăietoare a betonului din stîlpi, în zonele de la capetele stîlpilor, care nu mai sînt zone plastice potenţiale, sporeşte.

c. Se îmbunătăţesc condiţiile de aderenţă ale armăturilor ca urmare a faptului că acestea nu mai sînt solicitate ciclic alternant în domeniul plastic. Ca urmare se pot accepta îmbinări prin suprapunerea barelor verticale pe lungimi reduse, corespunzătoare condiţiilor normale de solicitare.

d. Faptul că stîlpii nu se plastifică îmbunătăţeşte comportarea nodurilor grindă-stîlp.

Pentru calibrarea coeficientului α singura bază riguroasă o constituie studiile parametrice utilizînd instrumentul ADN. Asemenea studii sînt în curs de desfăşurare rezultatele acestora urmînd să fie folosite la redactarea prevederilor Instrucţiunilor tehnice pentru proiectarea structurilor în cadre, printre altele şi la precizarea valorii coeficientului α.

E de observat, de asemenea, că practic nu se poate elimina complet posibilitatea apariţiei articulaţiilor plastice în stîlpi. Astfel, plastificarea stîlpilor la bază (la încastrarea în infrastructură) este, de regulă, pusă în evidenţă de orice analiză dinamică la un cutremur intens. La nivelul superior al clădirilor cu multe etaje sau la clădirile cu unul, două niveluri este dificil sau neeconomic să se realizeze stîlpii mai puternici decît riglele. Plastificarea stîlpilor în aceste situaţii nu este periculoasă datorită cerinţelor reduse de ductilitate în articulaţiile plastice din stîlpi şi datorită faptului că eforturile de compresiune relativ reduse permit dezvoltarea unor deformaţii plastice importante fără măsuri speciale de armare transversală.

În cazul stîlpilor marginali, în situaţia în care sînt descărcaţi parţial sau total prin efectul indirect al forţelor orizontale, se poate accepta, de asemenea, plastificarea. În cazul în care efortul axial are valori reduse de compresiune sau reprezintă chiar efort de întindere, ductilitatea secţională este substanţială. Plastificarea locală a unui singur stîlp din şirul de stîlpi ai unui etaj nu este periculoasă pentru că nu implică dezvoltarea unor mecanisme de etaj. Pe de altă parte asigurarea condiţiei (6.13) ar atrage o sporire excesivă a armăturii longitudinale.

Este de observat că dirijarea mecanismului disipator de energie prin intermediul relaţiei de verificare (6.13) prezintă dezavantajul că poate implica

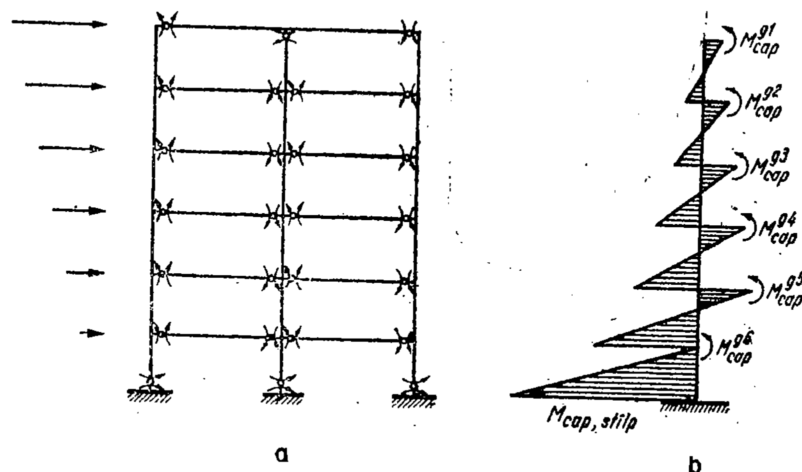


Fig. 6.15

numeroase iterații în procesul de stabilire a capacității portante a elementelor. În literatura de specialitate există propuneri de metode de proiectare antiseismică la care capacitatea portantă a elementelor structurale asociată unui mecanism de plastificare favorabil (fig. 6.15) se determină direct prin dimensionare la valori de eforturi stabilite corespunzător. Asemenea metode au fost propuse de Thomas Paulay, iar în țara noastră de ing. Em. Țițaru și D. Căpățînă. În esență aceste metode implică dimensionarea stîlpilor la momente încovoietoare cu valori apreciate suficient de mari pentru a evita apariția deformațiilor plastice în aceste elemente, cu excepția bazei stîlpilor și a ultimului nivel. Expresia momentului de calcul (de dimensionare) în stîlpi M_s^c are forma (fig. 6.16, a):

$$M_s^c = k_M \beta M_s \qquad (6.15)$$

în care M_s este momentul din stîlpi din încărcările de calcul; β* — raportul dintre valorile însumate ale momentelor plastice (capabile) ale grinzilor de la nivelul considerat și valorile corespunzătoare încărcărilor de calcul; k_M — coeficient supraunitar ce ia în considerare abaterile de la distribuția considerată în calcul a încărcărilor orizontale seismice și a momentelor încovoietoare, efectul modurilor superioare pe structura plastificată etc; coeficientul k_M are anumite valori pentru cadrele plane și alte valori (mai mari) pentru cadrele spațiale, atunci cînd și la aceste structuri dimensionarea se face numai după direcțiile principale ale clădirii.

Pentru a evita ruperile premature la acțiunea forțelor tăietoare, valoarea forței tăietoare de calcul în stîlpi Q_s^c corespunde nivelului maxim de solicitare care poate apărea, corelîndu-se cu mecanismul de plastificare proiectat:

$$Q_s^c = k_Q \beta Q_s \qquad (6.16$$

s-a notat cu Q_s forța tăietoare din încărcările de calcul; k_Q — coeficientul de amplificare dinamică, similar coeficinetului k_M din (6.15).

În instrucțiunile pentru proiectarea structurilor în cadre, în curs de elaborare, se intenționează introducerea unei asemenea proceduri de proiec-

*) În P 100–92, apărut ulterior standardului 10107/0-9; pentru acest raport se utilizează notația ω

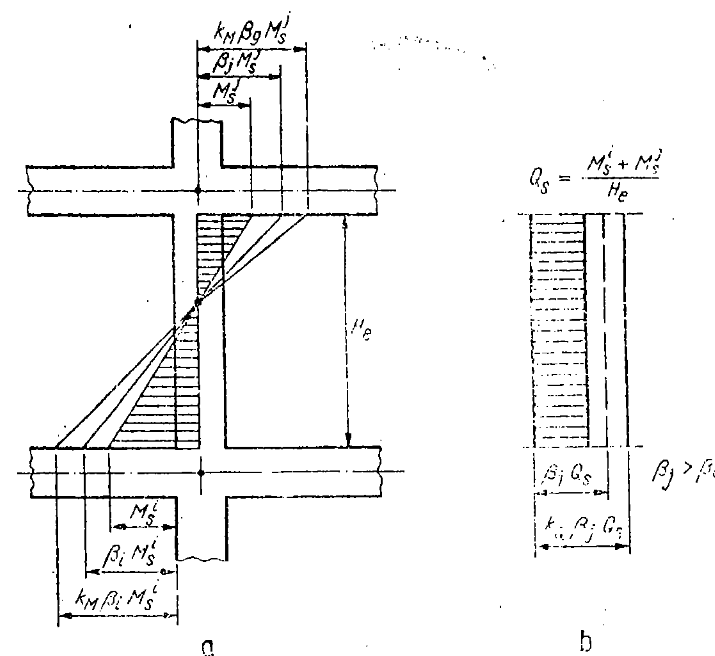


Fig. 5.16

tare, aceasta implicînd calibrarea coeficienților k_M și k_Q pentru condițiile de realizare a construcțiilor în cadre etajate în țara noastră.

Pînă la rezolvarea acestor probleme, ținînd seama de ansamblul considerentelor expuse, în special de incertitudinile privind identificarea zonelor plastice potențiale, se propune ca măsurile de ductilizare să se aplice astfel:

— toate grinzile și toți stîlpii structurii se asigură împotriva ruperii la forțe tăietoare, prin verificarea condiției (6.10) în care efortul de dimensionare Q_{max} este asociat situației de solicitare maximale corespunzătoare mecanismului plastificare;

— toate extremitățile grinzilor se consideră zone plastice potențiale, aceasta implicînd asigurarea în aceste zone a condițiilor de ductilitate secțională minimă (6.12) și de armare transversală minimă pe lungimea l_p;

— se consideră zone plastice potențiale în stîlpi, zonele de la extremitățile acestora, măsurile de armare transversală minime pe considerente de confinare a betonului comprimat prevăzîndu-se totdeauna în partea inferioară a fiecărui nivel, iar la partea superioară numai dacă intensitatea efortului axial de compresiune $n = \frac{N}{bh_0R_c} > 0{,}3$.

Ultima prevedere presupune că dacă deformațiile plastice pot apărea eventual și la extremitatea superioară a stîlpilor, incursiunile în domeniul post-elastic sînt așa cu matestă calculul dinamic neliniar moderate. Dacă și eforturile axiale în stîlpi sînt moderate, nu sînt necesare măsuri speciale de confinare în aceste zone, armătura transversală dispusă pe alte criterii fiind suficientă.

6.2.2. Ductilizarea grinzilor

a. **Localizarea zonelor plastice.** Stadiul de solicitare maximă al unei rigle de cadru de beton armat la acţiunea unor cutremure puternice poate implica apariţia simultană a două articulaţii plastice deschise la fibre opuse. Sub efectul combinat al încărcării gravitaţionale şi al acţiunii seismice, diagrama de momente încovoietoare are, la limită, formele din fig. 6.17, corespunzînd celor două sensuri de deformare maximă. Poziţiile în lungul grinzii ale celor două articulaţii plastice depind de maniera în care diagrama de momente capabile „îmbracă" diagrama de momente încovoietoare maxime. Două situaţii posibile sînt ilustrate în fig. 6.18 pentru diagrama de momente din fig. 6.17, *a*. Astfel, în cazul reprezentat în fig. 6.18, *a* articulaţiile plastice apar la extremităţile grinzilor iar în situaţiile din fig. 6.18, *b* şi fig. 619, *b* o articulaţie plastică

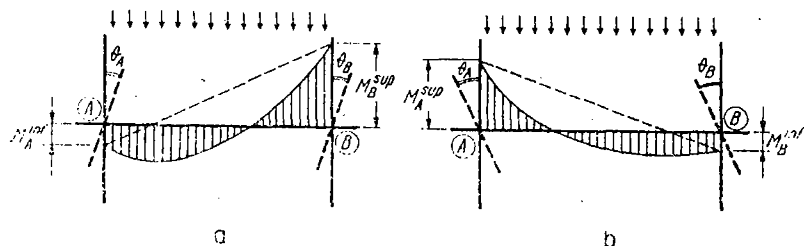


Fig. 6.17

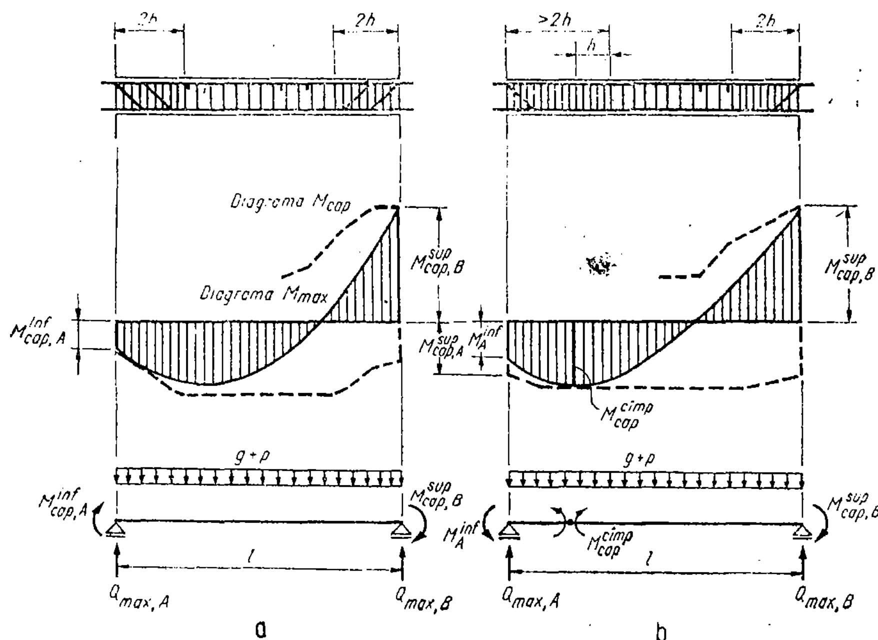


Fig. 6.18

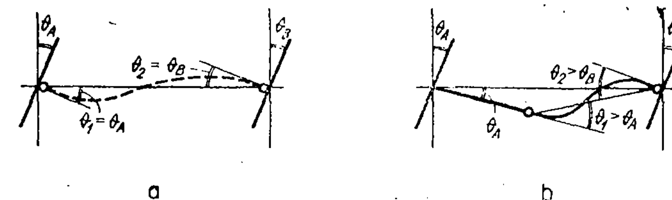


Fig. 6.19

apare la o extremitate a grinzii în timp ce cealaltă apare în cîmpul grinzii. Există mai multe argumente care fac ca prima situaţie să fie considerată mai avantajoasă. Într-adevăr, atunci cînd articulaţiile plastice apar la capetele grinzii:

— pentru aceleaşi rotiri de noduri, deformaţiile impuse grinzii şi, deci, cerinţa de ductilitate la rotire secţională în zona plastică sînt mai mici (fig. 6.19)

— forţa tăietoare asociată mecanismului de plastificare al grinzii, poate fi mai mică;

— armarea transversală minimă prevăzută pentru zona plastică se intinde pe o lungime mai mică; în fig. 6.18, *a*, şi *b* care ilustrează cazurile distincte care pot apărea în practică se indică şi modul specific de armare transversală a grinzii.

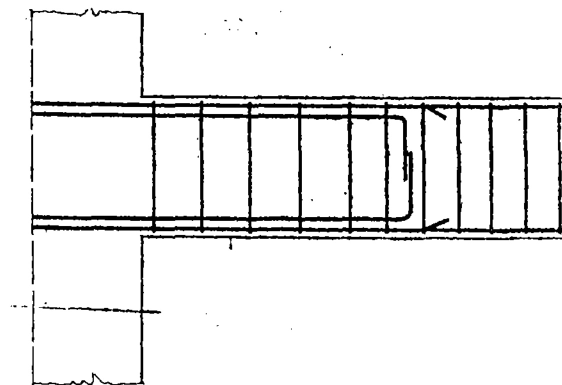


Fig. 6.20

Există şi situaţii, cînd urmărindu-se în principal protejarea nodului prin modul concret de realizare a armăturii longitudinale a grinzii se dirijează apariţia zonelor plastice la distanţe suficient de mari de extremităţile grinzii evitîndu-se în acest mod plastificarea (curgerea) şi lunecarea armăturii în nodul structurii şi implicit degradarea betonului din nod (fig. 6.20).

Faţă de probabilitatea mare de apariţie în aproape toate grinzile unei structuri curente în cadre de beton armat a cîte două articulaţii plastice deschise la fibre opuse, apare raţional ca alcătuirea armării grinzii să aibă în vedere cîte două zone plastice potenţiale în toate riglele.

b. **Asigurarea unei capacităţi minime de rotire secţională în zona plastică.** Pe baza faptului că, la grinzi, diferenţa între valorile momentelor încovoietoare

care produc ruperea secțiunii și inițierea curgerii în armătura întinsă este relativ mică, se recomandă să se considere următoarele lungimi l_p ale zonei plastice (vezi fig. 6.17):

— atunci cînd articulația plastică apare la capătul grinzii, lungimea l_p a zonei plastice se ia egală cu de două ori înălțimea h a grinzii pentru a ține seama de efectul forței tăietoare importante din această zonă (vezi pct. *d*).

— atunci cînd articulația plastică apare în cîmpul grinzii, zona plastică se consideră pe cîte o lungime h de fiecare parte a secțiunii de moment încovoietor maxim pentru a ține seama de variația mai lentă a diagramei de momente pozitive în această situație.

Așa cum s-a arătat în paragraful 6.1.3, în această zonă se impune o limitare mai severă a înălțimii relative a zonei comprimate, ξ, și asigurarea unui minim de armare transversală cu etrieri.

Valoarea ξ_{lim} în relația (6.12) se ia în cazul grinzilor

$$\xi_{lim} = 0{,}25 \qquad (6.17)$$

Astfel, pe baza relațiilor din tabelul 5.2, condiția (6.12) devine

$$p - p' \leqslant 25\frac{R_c}{R_a} \qquad (6.18)$$

unde p și p' sînt procentele de armare longitudinală la fața întinsă și, respectiv, comprimată.

De asemenea, pentru a conferi riglelor de cadru un minim de capacitate portantă și implicit o limitare a incursiunilor în domeniul postelastic se mai pune condiția:

$$p > p_1 \qquad (6.19)$$

în care, în cazul riglelor structurilor din zone seismice de calcul A—E $p_1 = 0{,}45\%$, pentru armăturile de preluare a momentelor negative pe reazeme și 0,15% pentru celelalte armături întinse. În cazul riglelor structurilor proiectate în zona seismică de calcul F procentele p_1 sînt 0,30% și respectiv 0,10%, ultima valoare reprezentînd și procentul minim de armare pentru riglele neparticipante la structuri antiseismice.

Pentru a evita o degradare accentuată a capacității portante a secțiunilor de la reazem, atunci cînd în urma fisurării alternante pronunțate în anumite momente fisura este deschisă pe toată înălțimea secțiunii și zona comprimată poate fi asigurată numai de armătura longitudinală inferioară, se impune ca

$$p'/p \geqslant 0{,}3 \qquad (6.20)$$

Relația (6.20) reprezintă în același timp o condiție de ductilitate secțională care însoțește condiția exprimată prin relația (6.18). Dacă membrul drept al relației (6.20) este mai mare decît $1 - \frac{25R_c}{pR_a}$, atunci procentul armăturii comprimate este stabilit de relația (6.20), în caz contrar de relația (6.18).

În zonele de cîmp ale grinzii, unde poate exista moment încovoietor negativ (vezi fig. 6.17), se impune ca momentul capabil negativ să fie cel puțin egal cu 25% din momentul capabil negativ al secțiunii de pe reazem.

În vederea confinării zonelor plastice (creșterea lui ε_{bu} în relația 6.11, *a*), se prevede ca distanța între etrieri în aceste zone să nu depășească 200 mm

sau $\frac{h}{4}$, asigurînd în același timp un procent de armare transversală de cel puțin 0,2%. În raport cu alte prescripții aceste condiții sînt mai largi. Este de remarcat, totuși, că etrierii rezultă în general din condiția de asigurare la forță tăietoare și nu din condițiile anterioare.

Este de observat că în condițiile în care rigla de cadru are o secțiune în formă de T, ca urmare a conlucrării cu placa planșeului se poate asigura o capacitate de rotire substanțială sub momente pozitive, fără măsuri suplimentare de armare transversală datorită faptului că înălțimea zonei comprimate este suficient de redusă ($\xi < 0{,}15$). La astfel de grinzi, zona de îndesire a etrierilor la extremități este dictată de asigurarea capacității de rotire sub momente negative, astfel că în situația din fig. 6.18, *b* lungimea pe care se îndesesc etrierii este 2 h.

c. Asigurarea ancorării barelor longitudinale.

Cu excepția armăturii de la partea superioară pe reazemele intermediare ale grinzilor, armătura longitudinală este ancorată în nodurile de cadru aflate în vecinătatea zonelor plastice potențiale din grinzi și stîlpi (vezi fig. 6.9). Pentru aceste situații se prevăd regulile de ancorare din fig. 6.21, care urmăresc să compenseze pierderea parțială a aderenței (lunecarea armăturii) practic de neevitat în condițiile solicitării alternante generate de acțiunea cutremurelor.

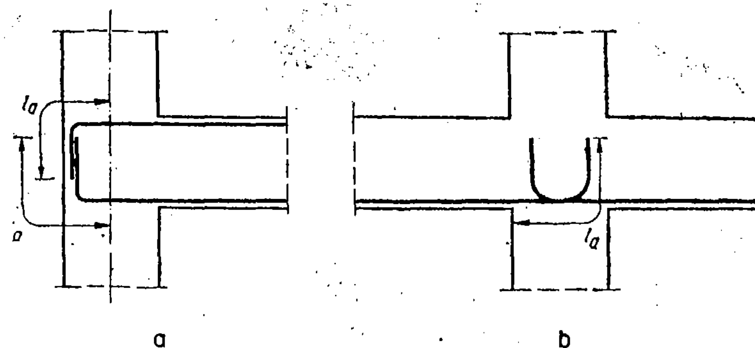


Fig. 6.21

d. **Asigurarea împotriva ruperii din forță tăietoare.** Probabilitatea apariției mecanismului disipator de energie cu articulații plastice deschise la fețe opuse (fig. 6.17) este foarte mare în cazul grinzilor structurilor curente în cadre solicitate de cutremure puternice (vezi fig. 6.8). Pe această bază, forța tăietoare Q_{max} din relația (6.10) se determină ca forță asociată mecanismului de plastificare. La capătul B al grinzii din fig. 6.18, *a* se obține:

$$Q_{max,B} = \frac{M^{sup}_{cap,B} + M^{inf}_{cap,A}}{l} + 0{,}5\,l(g + p) \qquad (6.21\ a)$$

și

$$Q_{min,B} = -\frac{M^{inf}_{cap,B} + M^{sup}_{cap,A}}{l} + 0{,}5\,l(g + p) \qquad (6.21\ b)$$

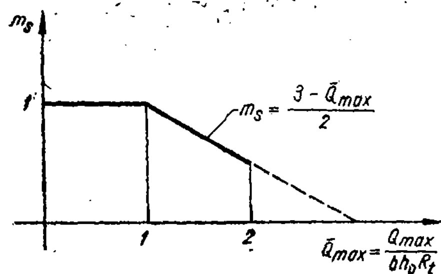


Fig. 6.22

unde g este încărcarea permanentă iar p este încărcarea temporară (variabilă) ambele luate cu valorile lor din gruparea specială de încărcări (vezi capi tolul 1). Momentele încovoietoare M_{cap} se introduc cu valorile lor absolute.

Atunci cînd valorile Q_{max} și Q_{min} din relațiile (6.21, *a* și *b*) sînt de semn opus, există riscul apariției unor fisuri diagonale încrucișate care pot deteriora practic complet capacitatea betonului de a prelua forță tăietoare. Se observă că acest risc este mai mare la grinzi cu deschideri și încărcări permanente mici. În această situație trebuie ca relația (6.10) să se verifice și pentru Q_{min}, atunci cînd armarea transversală este realizată și cu bare înclinate.

În zonele plastice potențiale se impune condiția:

$$Q_{max} \leqslant 2bh_0R_t \tag{6.27}$$

Această limitare, mai severă decît în relația (5.70) are scopul de a impune realizarea unor elemente mai puțin sensibile la ruperi fragile datorate forței tăietoare, avînd în vedere și efectul degradării betonului la solicitări intense repetate.

Forța tăietoare capabilă Q_{cap} se determină conform relației (5.58) din paragraful 5.3 ținînd seama de următoarele observații:

1. Capacitatea betonului Q_b se reduce prin înmulțirea cu coeficientul m_s dat de relația (fig. 6.22):

$$m_s = \frac{3 - \bar{Q}_{max}}{2} \leqslant 1 \tag{6.23}$$

[illegible]ce $\bar{Q}_{max} = \frac{Q_{max}}{bh_0R_t}$, un parametru adimensional care exprimă nivelul de [illegible]itare la forță tăietoare.

În calculul practic, coeficientul m_s se poate aplica direct rezistenței R_t.

2. În cazul în care valorile forțelor Q_{max} și Q_{min} furnizate de relațiile (6.21, *a* și *b*) rezultă de semne contrare și ambele depășesc valoarea bh_0R_t se consideră că nu se poate conta pe aportul betonului de a prelua forță tăietoare în zonele plastice potențiale și în consecință $Q_b = 0$.

În aceste situații la stabilirea valorii Q_{cap} se consideră că înclinarea fisurii, critice este 45°.

3. Capacitatea Q_i a armăturii înclinate se ia în considerare numai dacă pentru semnul forței tăietoare la care se face verificarea, această armătură este supusă la întindere.

6.2.3. Ductilizarea stîlpilor

a. Interacțiunea dintre efectele momentului încovoietor, forței tăietoare și al forței axiale. Caracterul ruperii unui stîlp este dependent de interacțiunea complexă între efectele celor trei categorii de eforturi care acționează elementul: momentul încovoietor, forța tăietoare și efortul axial.

În cazul stîlpilor structurilor cu rol antiseismic tendința de degradare și rupere (mai puțin ductilă) prin forța tăietoare este accentuată de faptul că aceasta are de regulă sens alternant la acțiuni seismice intense.

Pe de altă parte, efortul axial de compresiune are ca efect, de asemenea, prin sporirea înălțimii zonei comprimate (vezi 6.11) o diminuare și uneori chiar pierderea completă a caracterului ductil al cedării specifice elementelor de beton armat încovoiate.

Comportarea stîlpilor de beton armat la cutremure de intensitate ridicată poate fi caracterizată în mod global funcție de doi parametrii adimensionali, reflectînd sensibilitatea lor la ruperi prin forță tăietoare și respectiv efectul fragilizant al efortului axial de compresiune ([52], fig. 6.23) și anume:

— raportul $\frac{H_e}{h}$, între înălțimea liberă a stîlpului și latura secțiunii transversale, proporțional în cazul stîlpilor cu raportul $\frac{\sigma}{\tau}$ între eforturile unitare normale și cele tangențiale, de care depinde caracterul cedării la încovoiere cu forță tăietoare (vezi 5.3);

— indicele intensității efortului axial $n = \frac{N}{bh_0R}$, care în cazul curent al stîlpilor armați simetric reprezintă o măsură a înălțimii zonei comprimate.

Din fig. 6.23 rezultă că situația de solicitare cea mai defavorabilă corespunde stîlpilor scurți cu forțe axiale relativ mari. În aceste cazuri ruperea

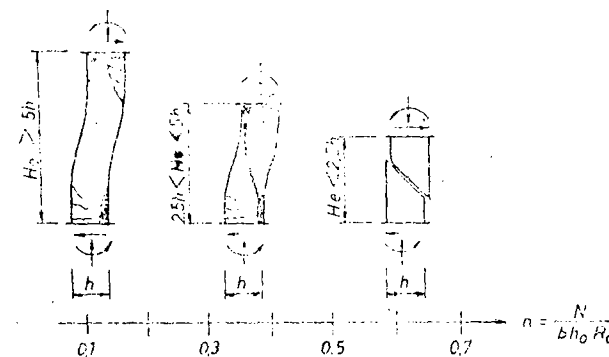


Fig. 6.23

poate fi extrem de casantă, printr-o fractură înclinată în raport cu axa elementului, în lungul căreia intervine brusc dislocarea stîlpului, ca efect al efortului axial de compresiune și al forței tăietoare. Acest mod de cedare este denumit în literatura de specialitate rupere „clivaj exploziv", datorită asemănării cu fenomenul de clivaj specific unor categorii de roci. Asemenea situații de solicitare trebuie întotdeauna evitate în structurile de beton armat cu rol antiseismic.

Dimpotrivă, în cazul stîlpilor lungi, $\left(\frac{H_e}{h} > 5\right)$ și cu valori reduse ale intensității efortului axial de compresiune ductilitatea cedării este maximă, similară celei specifice elementelor încovoiate (vezi relația 6.17).

Între cele două cazuri limită se înscriu o multitudine de situații de solicitare, la care corespund ruperi de tip încovoiere-forfecare (după fisuri apărute la fibra întinsă cu orientare inițial normală la axă, care se dezvoltă ulterior după o direcție înclinată ca efect al acțiunii forței tăietoare, vezi cap. 5.3), cu capacități ultime ale rotirii secționale, invers proporționale cu valoarea efortului axial de compresiune.

Este de subliniat că pe măsură ce parametrii $\frac{h}{H_e}$ și n au valori mai mari, crește rolul armării transversale cu etrieri în asigurarea la forță tăietoare și pentru sporirea deformabilității și, de asemenea, că parametrul h/H_e poate caracteriza numai aproximativ efectele interacțiunii dintre momentul încovoietor și forța tăietoare asupra modulului de cedare a stîlpului, el fiind, prin relația directă cu raportul τ/σ, un parametru specific pentru caracterizarea comportării elastice.

În realitate, în cazul stîlpilor de beton, printr-o proiectare judicioasă a armăturii longitudinale și a celei transversale, a secțiunii de beton, se pot obține moduri de cedare de tip ductil, chiar la stîlpi foarte scurți.

În cele ce urmează se analizează în special prevederile pentru stîlpii medii și lungi $\left(\frac{H_e}{h} > 2{,}5\right)$, care constituie cazul curent. Referirile mai sumare la cazul mai rar al stîlpilor scurți $\left(\frac{H_e}{h} < 2{,}5\right)$ se datoresc și faptului că pentru aceste elemente modelul de calcul și detaliile de armare nu pot fi considerate încă complet clarificate.

b. **Localizarea zonelor plastice.** Datorită modului de variație a momentelor încovoietoare în stîlpi, zonele plastice pot apărea numai la extremitățile acestora. La pct. 6.2.1 s-a discutat problema localizării articulațiilor plastice în stîlp. Sînt de făcut următoarele observații suplimentare:

i. Așa cum rezultă din analizele dinamice neliniare, în general, nu se poate evita apariția deformațiilor plastice la baza stîlpilor, în zona situată imediat deasupra încastrării în infrastructură, decît cu prețul sporirii dimensiunilor stîlpilor dincolo de limitele acceptabile în mod obișnuit.

ii. În cazul structurilor rigide (cu pereți portanți de beton armat sau cu zidărie înrămată în cadre de beton armat), la care există intercalate și niveluri

flexibile, dezvoltarea unui mecanism de cedare de etaj este foarte probabilă și în consecință ambele capete ale stîlpilor acestor niveluri trebuie considerate zone plastice potențiale, cu măsuri specifice de armare transversală.

iii. La structurile curente în cadre, ca urmare a modului de variație a momentelor încovoietoare și a adoptării unei armări continue pe înălțimea fiecărui nivel, deformațiile plastice se pot localiza fie la extremitatea superioară (în special în partea superioară a structurii), fie la extremitatea inferioară (de obicei la nivelurile inferioare ale structurii).

În schimb, pentru stîlpii de la nivelurile inferioare cele două condiții menționate pot să nu fie suficiente pentru a evita incursiuni mai substanțiale în domeniul postelastic și nici pentru a asigura capacități de deformare suficiente, astfel încît sînt necesare și condiții de tipul (6.12).

iv. La cadrele de beton armat conlucrînd solidar cu pereții de compartimentare sau de închidere, executați din zidărie de blocuri din diferite materiale, în stadii avansate de solicitare, degradarea zidăriei, care precede de regulă degradarea structurală și desprinderea ei parțială de rama de beton armat, poate conduce la apariția unor situații de solicitare specifice grinzilor scurte și mai ales stîlpilor scurți pentru elementele cadrului.

În asemenea situații, pot apărea solicitări foarte importante la forța tăietoare și în plus controlul formării articulațiilor plastice este mult mai dificil de realizat.

Aceste particularități ale comportării stîlpilor structurilor în cadre au condus la adoptarea prevederii din prescripții de a considera toate capetele de stîlpi ca zone plastice potențiale cu măsuri diferite de armare transversală a zonelor de la partea inferioară și superioară, după cum se arată în continuare.

c. **Asigurarea unei capacități minime de rotire secțională în zona plastică**
Așa cum s-a arătat, procedeele curente de proiectare nu sînt în măsură să evite cu certitudine apariția unor deformații plastice în stîlpii cadrelor proiectate în zonele seismice de calcul A . . . E. În aceste condiții secțiunile de stîlpi trebuie înzestrate cu o capacitate de rotire secțională suficientă în raport cu, deformațiile postelastice asociate nivelului forțelor seismice de calcul.

În raport cu normativul P 100-81 în care condiția referitoare la ductilitatea secțională minimă se exprimă prin limitarea intensității efortului axial, STAS 10 107/0-90 prevede condiția mai generală și mai riguroasă de limitare a înălțimii comprimate:

$$\xi \leq 0{,}4 \qquad (6.24)$$

Această exprimare are avantajele că poate fi utilizată la orice formă de secțiune și că introduce și influența modului de distribuire a armăturilor longitudinale asupra înălțimii zonei comprimate a secțiunii.

STAS 10 107/0-90 aduce modificări și prevederilor de armare transversală cu etrieri din vechea redactare a standardului și din normativul P 100-89.

Măsurile de armare transversală cu scopul evitării flambajului armăturilor longitudinale (inclusiv în condițiile ciclurilor de solicitare alternantă în domeniul postelastic) au fost prezentate la cap. 5.8. În cele ce urmează se rețin

pentru discuţie acele prevederi de armare transversală care urmăresc sporirea deformaţiilor (confinarea) betonului comprimat din stîlpi.

i. Aşa cum s-a arătat la 6.2.1 se consideră zone plastice potenţiale în stîlpi, zonele de deasupra şi dedesubtul nodurilor, dar măsuri suplimentare de confinare se prevăd numai la baza fiecărui nivel, unde de regulă se face şi înnădirea armăturilor longitudinale, iar la partea superioară numai dacă $n \geqslant 0{,}3$. Se apreciază astfel că la valori n mai mici, ductilitatea este suficientă faţă de incursiunile postelastice limitate care pot interveni la extremităţile superioare, chiar în condiţiile în care armătura transversală este constituită numai de etrierii rezultaţi din dimensionarea la forţă tăietoare. Măsurile de armare transversală suplimentară de la extremitatea inferioară contribuie şi la realizarea unor condiţii mai favorabile de aderenţă pentru înnădirea armăturilor longitudinale din această zonă.

De asemenea, se îndesesc etrierii la ambele extremităţi ale stîlpilor de la nivelurile flexibile ale unor construcţii rigide. După necesitate se îndesesc şi etrierii la extremităţile superioare ale stîlpilor la cadrele cu umplutură din zidărie masivă, la care desprinderea locală a zidăriei de stîlpi sub acţiuni seismice puternice poate transforma zona respectivă a stîlpului în stîlp scurt (vezi pct. e).

Zonele plastice potenţiale au lungimea l_p, măsurată de la faţa nodului egală cu cea mai mare din valorile $H_e/6$ (H_e = înălţimea liberă a stîlpului), înălţimea secţiunii h şi 600 mm (fig. 6.24).

La nivelul parterului, la construcţiile fără subsol, lungimea l_r, stabilită prin condiţiile anterioare se suplimentează cu distanţa între faţa superioară a pardoselii rigide şi secţiunea de încastrare a stîlpului.

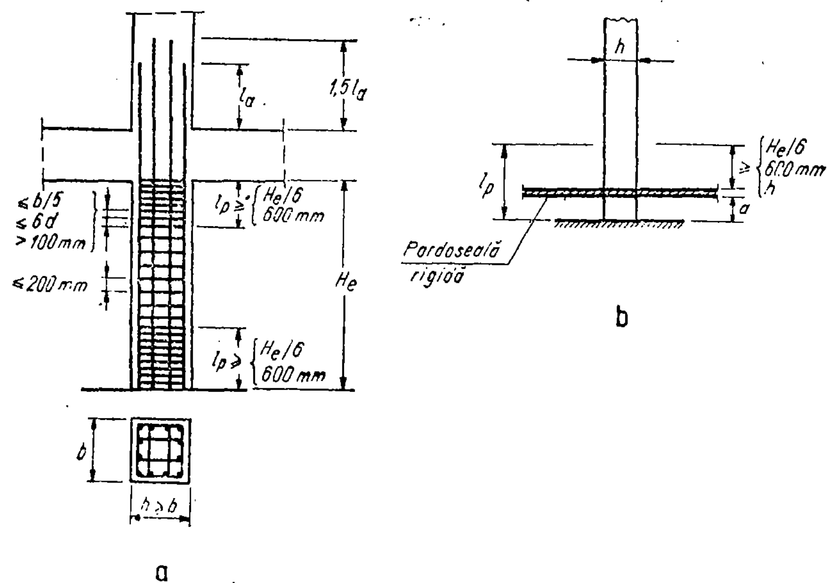


Fig. 6.24

ii. Procentul de armare transversală p_e în zonele plastice potenţiale trebuie să respecte condiţia:

$$p_e \geqslant 10 \frac{R_c}{R_a} (0{,}4 + n) \qquad (6.25)$$

în care:

$$p_e = \frac{A_e n_e}{a_e b} 100 \ (\%) \qquad (6.26)$$

S-a notat cu A_e aria secţiunii unei ramuri de etrieri; n_e — numărul de ramuri de etrieri intersectate de un plan paralel cu latura b; a_e — distanţa între etrieri pe înălţimea stîlpului

$$n = \frac{N}{b h_0 R_c}$$

Dacă armăturile transversale fac un unghi diferit de 90° faţa de planul paralel cu latura b, acestea intervin în valoarea lui p_e, prin aria echivalentă, rezultată din proiecţie pe normala la acest plan.

Condiţia (6.25) a rezultat prin convertirea relaţiei similare din normele neo-zeelandeze [114], la rîndul ei inspirată din ACI 318. În comentariile normelor neo-zeelandeze [115] se citează studii experimentale care atestă că în cazul stîlpilor a căror armătură transversală în zona plastică a fost dimensionată pe baza relaţiei (6.25) s-au obţinut factori ai ductilităţii secţionale de circa 15, valoare cu totul suficientă pentru stîlpii cadrelor curente de beton armat cu rol antiseismic.

iii. Standardul permite ca în situaţiile în care considerente estetice sau de alt ordin impun dimensiuni limitate ale stîlpilor să se depăşească valoarea ξ_{lim} din relaţia (6.24) pînă la valoare ξ_b, corespunzătoare situaţiei de balans, cu condiţia sporirii procentului armăturii transversale faţă de cea rezultată din aplicarea relaţiei (6.25):

$$p_e \geqslant 10 \frac{R_c}{R_a} (0{,}4 + n) + 10{,}5(\xi - 0{,}4) \qquad (6.27)$$

Prin aceasta se presupune că aportul de deformabilitate a betonului comprimat obţinut printr-o fretare suplimentară compensează în bună parte efectul creşterii înălţimii zonei comprimate (vezi relaţia 6.11).

În aceste situaţii îndesirea etrierilor se face pe o înălţime 1,5 l apreciindu-se că prin efectul de fretă corespunzător unei armături transversale puternice cum este cea dată de relaţia (6.27) se obţine şi un spor substanţial de rezistenţă a betonului şi implicit al capacităţii portante a zonei confinate, apărînd astfel riscul de cedare imediat deasupra acestei zone, dacă ea este redusă ca lungime.

iv. Distanţa a_e între etrierii din zona plastică potenţială va respecta condiţiile: $a_e \leqslant 6d$, $a_e \leqslant \frac{b}{5}$ (b, latura mică a secţiunii stîlpului), dar nu mai puţin de 100 mm, condiţii mai nuanţate decît cele prevăzute de P 100-81, care impunea numai condiţia a = 100 mm.

Prima dintre condiţii urmăreşte aşa cum s-a arătat la paragraful 5.8, evitarea flambajului barelor longitudinale comprimate, în urma unor cicluri de solicitare alternantă intensă.

Cea de a doua condiţie este legată direct de rolul armăturii de a freta betonul, prin acţiune de arc între etrieri, agrafe şi armăturile longitudinale. Cu cît distanţa dintre etrieri este mai mare, cu atît mai mare este zona neconfinată din miezul de beton cuprins în interiorul armăturilor. Este evident de aceea că distanţa maximă dintre armăturile transversale trebuie să depindă de dimensiunile secţiunii stîlpului, fiind mai mare pentru secţiunile mari şi mai mică pentru secţiunile reduse, deoarece o pătrundere mai adîncă a zonei de beton neconfinate în secţiunea stîlpului este mai puţin importantă în cazul stîlpilor groşi. Astfel, condiţia prevăzută în noua redactare a STAS 10107/0-90, apare mai raţională decît condiţia prescrisă de normativul P 100-81.

v. Regulile privind distribuţia barelor longitudinale şi a ramurilor etrierilor în secţiunea transversală a stîlpului sînt discutate la cap. 5.8.

Observaţie

Prin utilizarea procedeelor de proiectare a capacităţilor de rezistenţă ale riglelor şi stîlpilor cadrului de beton armat, urmărind dirijarea formării articulaţiilor plastice în grinzi (cum sînt cele citate la pct. *b* din prezentul subcapitol), necesarul de armătură transversală pentru confinarea betonului este mai redus, în aceste situaţii fiind de aşteptat numai incursiuni limitate ale stîlpilor în domeniul inelastic, chiar în situaţiile de solicitare extremă. De asemenea prin utilizarea procedeului recomandat în normele neo-zeelandeze [114], care ia în considerare solicitarea armăturilor din grinzi în domeniul de consolidare a oţelului, efectele modurilor superioare de vibraţie şi acţiunea oblică a cutremurului în raport cu axele stîlpilor pentru a stabili eforturile de dimensionare a stîlpilor (care rezultă astfel cu valori sensibil crescute), se estimează ca armătura necesară pentru confinare scade la circa jumătate, faţă de cea furnizată de condiţii de tipul relaţiei (6.25). Face excepţie zona de la baza stîlpilor (la legătura cu infrastructura) unde nu se pot evita plastificări mai importante.

d. **Înnădirea barelor longitudinale.** În practica curentă din ţara noastră, armătura longitudinală a stîlpilor se înnădeşte, pe considerente de simplitate a execuţiei, in zona de deasupra nodului structural, adică într-o zonă potenţial plastică. Deoarece decalarea înnădirii armăturilor ar întinde zona de înnădire pe cea mai mare parte a înălţimii stîlpului, se adoptă de obicei întreruperea tuturor barelor într-o singură secţiune, ceea ce conduce la necesitatea unei suprapuneri pe 1,5 l_a(l_a = lungimea de ancorare).

Condiţiile defavorabile de solicitare ale zonelor de înnădire la acţiunea cutremurelor de intensitate ridicată, implicînd cicluri alternante de solicitare, în care armătura de oţel poate avea incursiuni, uneori importante, în domeniul postelastic, reclamă măsuri suplimentare de asigurarea a ancorajului (înnădirii) barelor, faţă de cele corespunzătoare încărcărilor din grupările fundamentale. STAS 10107/0-90 încadrează condiţiile de solicitare ale armăturilor din zonele plastice ale elementelor participante la preluarea acţiunii seismice în categoria condiţiilor defavorabile de solicitare la care corespund valori l_a cu cca 20% mai mari decît pentru condiţii normale de solicitare. De asemenea, pentru aceşti stîlpi nu se ţine seama la stabilirea lungimii de suprapunere, de faptul că la capătul superior al zonei de înnădire efortul unitar din armăturile verticale este sensibil mai mic decît efortul unitar capabil (R_a), care, teoretic, se atinge în secţiunea de la extremitatea inferioară a stîlpului.

La baza clădirii (la încastrarea în infrastructură), unde sînt de aşteptat deformaţiile plastice cele mai ample ce se pot dezvolta în stîlpi, înnădirea armăturilor trebuie în principiu evitată, de exemplu prin realizarea unor armături cu lungimi pe 2—3 niveluri. Dacă totuşi, o asemenea rezolvare poate fi prea dificilă în anumite situaţii, înnădirea armăturilor trebuie făcută numai prin sudură, în condiţii de calitate care pot asigura performanţele de rezistenţă şi de ductilitate necesare.

Alte prescripţii impun ca înnădirea armăturilor din stîlpi să se realizeze in zona de la mijlocul înălţimii acestuia, deci în afara zonei plastice potenţiale.

Este de dorit ca şi în ţara noastră, pe măsura perfecţionării procedeelor de execuţie (de exemplu prin introducerea unor dispozitive mecanice de înnădire a armăturilor) înnădirea armăturilor din stîlpi să se realizeze în afara zonelor plastice.

Pe lîngă avantajul unei comportări superioare a stîlpului ca elemente de structură, se obţine şi avantajul unei economii de oţel, prin reducerea lungimii de ancorare necesare l_a.

Armătura de confinare dispusă, conform standardului, la baza fiecărui nivel, este superioară ca secţiune armăturii transversale minime necesare în zonele de înnădire ale armăturilor longitudinale.

e. **Asigurarea împotriva ruperii din forţă tăietoare.** Pe baza faptului că plastificarea simultană la ambele capete ale stîlpului este foarte puţin probabilă, în cazurile curente, forţa tăietoare maximă Q_{max} în relaţia (6.10) se determină cu relaţia (6.28), similară relaţiei (6.16) dacă forţele tăietoare din încărcările gravitaţionale nu sînt semnificative:

$$Q_{max} = k_Q \beta Q_s \leqslant \frac{2M_{cap}}{H_e} \tag{6.28}$$

unde (v. fig. 6.16, *b*) Q_s este forţa tăietoare maximă în stîlp în gruparea specială de încărcare. Coeficientul β reprezintă raportul între suma momentelor capabile din grinzile adiacente stîlpului şi suma momentelor respective în gruparea specială de încărcări, dintre cele două valori, una stabilită pentru extremitatea superioară şi cealaltă pentru extremitatea inferioară reţinîndu-se în relaţia (6.28) valoarea maximă.

Coeficientul $k_Q \geqslant 1$ urmăreşte să ia în considerare sporul posibil de forţă tăietoare care poate apărea în unele momente ale acţiunii seismice faţă de valoarea corespunzătoare plastificării grinzilor de la extremităţile stîlpului considerat.

Valorile coeficientului k_Q urmează să fie precizate în instrucţiunile de proiectare a structurilor în cadre de beton armat. Calibrarea coeficientului implică studii parametrice ample, pe baza procedeelor de calcul dinamic neliniar al structurilor.

Orientativ, o valoare medie, nu întotdeauna acoperitoare, poate fi considerată $k_Q = 1,25$. În [111] se prevăd valorile 1,3 pentru cazul cadrelor plane şi 1,5 pentru cadrele spaţiale în situaţia în care dimensionarea se face numai după direcţiile principale.

În cazul nivelului de la baza structurii schema de calcul a forţei tăietoare se asociază cu plastificarea zonei de deasupra nivelului teoretic de încastrare în infrastructură.

Din rațiuni de simplificare a calculului STAS 10 107/0-90 permite ca la fiecare nivel forța tăietoare de calcul să se stabilească prin amplificarea forței tăietoare Q_s cu raportul dintre momentul capabil al stîlpului și momentul maxim M_s din încărcările seismice de calcul, înregistrat la extremitatea inferioară sau superioară a stîlpului considerat.

Valoarea $\frac{2M_{cap}}{H_e}$ din relația (6.28) corespunde situației plastificării stîlpului la ambele extremități, reprezentînd evident, limita superioară a valorii forței tăietoare care poate acționa stîlpul.

Este de remarcat faptul că pot exista situații cînd valoarea forței tăietoare de calcul Q_{max} poate depăși, ca urmare a unei capacități portante ridicate la încovoiere, valoarea $\frac{Q_s}{\psi}$, care teoretic reprezintă forța tăietoare în răspuns elastic și care reprezintă o limită superioară a acțiunii (este adevărat la nivelul întregii structuri). În asemenea cazuri apare indicată, în vederea obținerii unor soluții mai economice efectuarea unor redistribuții ale eforturilor de calcul între elementele structurii în sensul suplimentării forțelor acelor elemente, care prin armarea minimă impusă de norme prezintă disponibilități de încărcare și reducerea corespunzătoare a forțelor aferente elementelor celor mai încărcate.

Ca și în cazul grinzilor, dimensiunile secțiunii de beton a stîlpilor trebuie să asigure verificarea condiției (6.22).

Forța tăietoare capabilă a stîlpilor, Q_{cap} din relația (6.10) se calculează conform STAS 10 107/0-90 la fel ca pentru încărcări neseismice (vezi 5.3). În cazul stîlpilor nu se aplică reducerea forței tăietoare Q_b preluate de beton, considerîndu-se că în expresia acestei componente a rezistenței la forță tăietoare (5.67) efectul favorabil al efortului axial de compresiune este subevaluat, rezultînd o valoare sub care nu se coboară, chiar în condițiile unei degradări limitate a betonului ca urmare a solicitării seismice.

Trebuie semnalat însă că, atît în cazul grinzilor cît și în cazul stîlpilor, alte prescripții de proiectare antiseismică, cum sînt de exemplu Codul model CEB-FIP [111] și normele neo-zeelandeze [114], consideră reduceri mai importante ale lui Q_b decît STAS 10 107/0-90.

În ceea ce privește armarea minimă cu etrieri a stîlpilor, STAS 10 107/0-90 prevede ca procentul minim de armare cu etrieri a stîlpului să fie:

$$p_{etr,\,min} = 0{,}15\% \qquad (6.29,\ a)$$

la stîlpi în zonele seismice de calcul A...E și

$$p_{etr,\,min} = 0{,}1\% \qquad (6.29,\ b)$$

la stîlpi în zona F.

În zona elastică a stîlpilor se prevăd aceleași tipuri de etrieri (ca formă și diametru minim) ca în zonele plastice potențiale, la distanța cel mult de 200 mm.

Prevederile menționate privind asigurarea împotriva ruperii din forță tăietoare se aplică tuturor stîlpilor structurilor curente în cadre. În două cazuri particulare aceste prevederi suferă unele modificări.

i. Stîlpii de la nivelurile flexibile ale construcțiilor cu pereți portanți de beton armat sau cu pereți din zidărie de cărămidă de cel puțin 250 mm

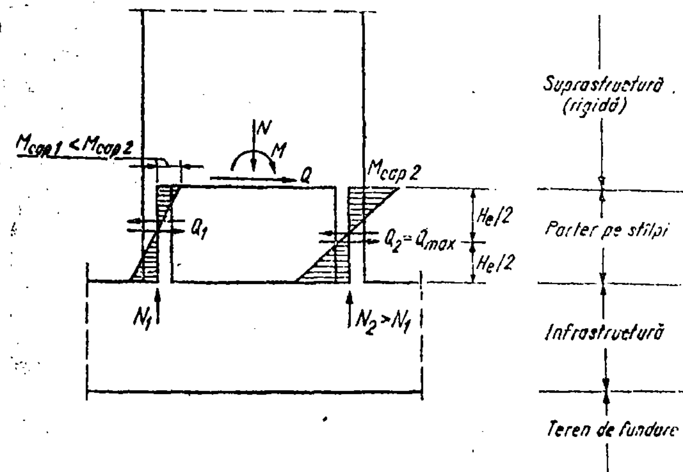


Fig. 6.25

grosime, înrămate de cadre de beton armat sînt expuși cu probabilitate mare la plastificarea la ambele extremități. La acești stîlpi se va lua:

$$Q_{max} = \frac{2M_{cap}}{H_e} \qquad (6.30)$$

La asemenea structuri forțele axiale suplimentare în stîlpi produse de așa numitul efect indirect al forțelor orizontale sînt foarte importante, ca urmare a rigidității foarte mari a suprastructurii rezemate pe stîlpi.

Drept urmare:

— forțele tăietoare se distribuie diferit între stîlpi, solicitînd preponderent stîlpii comprimați suplimentar de efectul indirect al forței orizontale, avînd o rigiditate substanțial mai mare decît stîlpii descărcați de efort axial și care la limită, în situația cînd devin întinși, practic nu mai sînt în măsură să preia forțe tăietoare;

— eforturile de compresiune în stîlpi în situația cînd sînt încărcați suplimentar pot avea valori foarte mari, antrenînd sporirea momentelor capabile și implicit a forței tăietoare asociate mecanismului de disipare a energiei specifice acestor structuri.

În consecință stîlpii acestor structuri trebuie prevăzuți cu o armare transversală foarte puternică, pe toată înălțimea lor, atît pentru asigurarea la forțele tăietoare mari, cît și pentru a asigura efectul de confinare a betonului, impus de concentrările de compresiune din acești stîlpi.

ii. Stîlpi scurți. S-a arătat anterior că în cazul stîlpilor la care raportul H_e/h este redus (orientativ < 2,5) în condițiile unor solicitări intense la compresiune și forță tăietoare, apare riscul unor ruperi caracteristice, extrem de fragile, (fig. 6.26 a). Comportare de stîlp scurt apare uneori chiar la stîlpii lungi, dar la care interacțiunea cu pereții de compartimentare sau de închidere, cu parapeții, conduce la reducerea înălțimii lor libere.

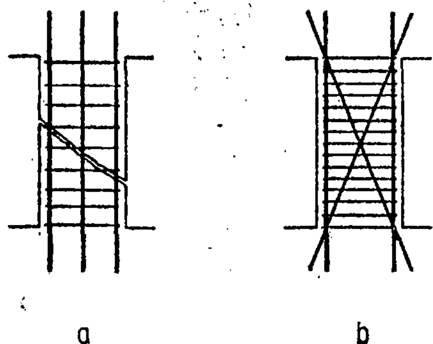


Fig. 6.26

Pînă în prezent nu s-a reuşit construirea unui model analitic satisfăcător pentru calculul acestor stîlpi, în măsură să exprime interacţiunea complexă între cele trei tipuri de eforturi N, M, Q. În aceste condiţii proiectarea stîlpilor scurţi se bazează pe cîteva reguli deduse din experimentări pe modele de asemenea stîlpi. Sînt de reţinut următoarele:

Comportarea în stadiul de cedare este substanţial îmbunătăţită dacă valoarea efortului $\tau_{med} = \frac{Q}{bh_0}$ în secţiunea de beton nu prea este mare (orientativ $< 1{,}5\ R_t$) şi dacă armătura transversală este suficientă. Unele experimentări numerice efectuate în perioada de pregătire a standardului au pus în evidenţă faptul că dacă forţa tăietoare de calcul se stabileşte cu relaţia (6.30) care presupune plastificarea la ambele extremităţi, armătura orizontală (etrierii) rezultaţi din calcul, este apropiată de cea evidenţiată ca necesară prin studiile experimentale.

Pierderea ancorării armăturilor longitudinale reprezintă o problemă critică a stîlpilor scurţi (ca urmare a faptului că eforturile de aderenţă, cu valori ridicate, au practic acelaşi sens de acţiune pe toată înălţimea stîlpului). Pentru îmbunătăţirea comportării din acest punct de vedere este necesar să se evite înnădirea armăturilor longitudinale pe înălţimea liberă, pe de o parte, şi să se aleagă soluţii cu armături de diametru mai redus ($d \leq 22$ mm). La stîlpi foarte scurţi $\left(\frac{H}{h_c} < 2\right)$, cu solicitări importante la forţe axiale şi forţe tăietoare, soluţia de armare cea mai eficientă este cu bare diagonale (fig. 6.26, *b*), care aşa cum rezultă din studiile experimentale poate asigura un mecanism de rezistenţă stabil.

Este de subliniat că problema consolidării stîlpilor scurţi avariaţi în urma cutremurelor puternice este deosebit de dificilă, ea comportînd de regulă cămăşuiri, care sporesc secţiunea stîlpilor pînă la secţiuni, de multe ori inacceptabile. O posibilitate de a evita asemenea situaţii o constituie proiectarea stîlpilor cu o capacitate portantă superioară eforturilor corespunzătoare răspunsului seismic elastic $\left(Q_{max} > \frac{1}{\psi} Q_s\right)$. Asemenea soluţii sînt de considerat la proiectarea stîlpilor de la baza silozurilor dar şi la stîlpii de la nivelurile inferioare ale unor construcţii civile multietajate.

f. **Noduri de cadre.** Cedarea nodului între grindă şi stîlp reduce sensibil rigiditatea şi capacitatea portantă a structurii în cadre la acţiunea seismică. Acest fenomen a fost pus în evidenţă de studii experimentale efectuate cu subansambluri grindă-stîlp supuse la cicluri severe de încărcare alternantă [115]. Într-un stadiu avansat de solicitare, asociat cu plastificarea grinzilor adiacente nodului, (fig. 6.27), în nod apare o forţă tăietoare maximă Q_{max} dată de relaţia (6.31)

$$Q_{max} = A_{a1}R_a + A_{a2}R_a - Q_s^{sup} \tag{6.31}$$

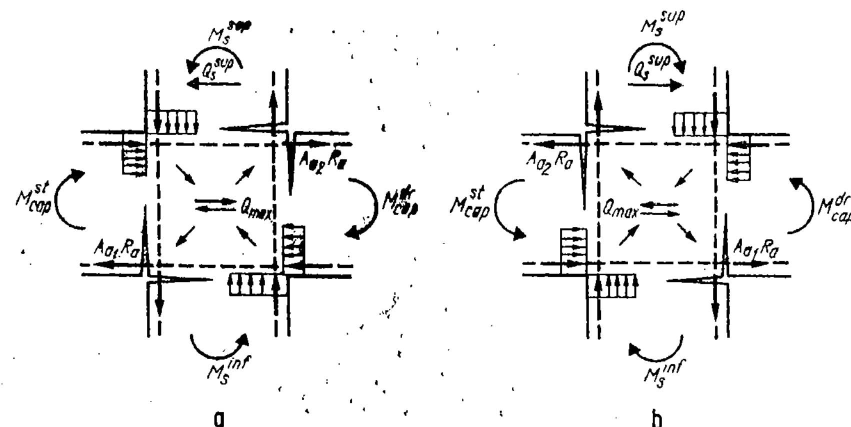


Fig. 6.27

Studii teoretice şi experimentale recente au scos în evidenţă mecanismul de preluare a forţei tăietoare Q_{max}. Înainte de fisurarea nodului, forţa tăietoare este preluată în principal prin biela diagonală comprimată de beton (fig. 6.28, *a*) iar după fisurare, forţa tăietoare este preluată printr-un mecanism de tip grindă cu zăbrele multiple, în care betonul asigură diagonalele comprimate iar întinderea este preluată de reţeaua ortogonală de armătură (fig. 6.28, *b*).

Trebuie observat că dacă structura este de tip stîlpi slabi, grinzi puternice, implicînd un mecanism de cedare de etaj, nodul poate fi mai expus la acţiunea forţei tăietoare verticale, care se stabileşte pe baza eforturilor capabile din armăturile stîlpului, printr-o relaţie similară relaţiei (6.31).

Instrucţiunile tehnice pentru proiectarea nodurilor structurilor în cadre, aflate în curs de elaborare prevăd condiţii de dimensionare a secţiunii de beton şi a armăturilor din nod bazate pe modelul de grindă cu zăbrele, aşa cum se procedează, şi în alte norme naţionale [111] sau internaţionale [114].

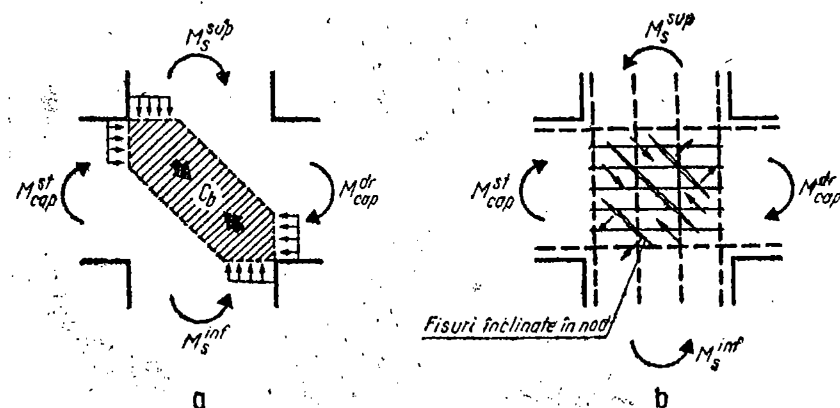


Fig. 6.28

6.3. DUCTILIZAREA PEREȚILOR STRUCTURALI DE BETON ARMAT

6.3.1. Considerații generale

Concepția actuală în proiectarea antiseismică a structurilor cu pereți de rezistență de beton armat urmărește să asigure dezvoltarea unor mecanisme de rezistență ductile cu zonele plastice concentrate la capetele riglelor de cuplare și la baza montanților verticali. Această concepție se aplică atît pereților structurali monoliți cît și celor din panouri mari prefabricate.

Spre deosebire de cazul structurilor în cadre, dirijarea dezvoltării zonelor plastice la acțiuni seismice severe în structurile cu pereți de rezistență se poate obține aproape cu certitudine. Plastificarea riglelor de cuplare este practic inevitabilă în cazul acțiunii unor cutremure puternice, ca urmare a distorsiunilor ample în care sînt angajate aceste elemente și a deschiderii lor mici, zonele plastice apărînd, evident, la extremitățilorriglelor. Necesitatea asigurării plastificării peretelui de beton armat la baza sa este impusă de asigurarea unei cît mai mari deplasări Δ_{cap} în relația (1.6). Această situație impune asigurarea unei distribuții corespunzătoare a capacității portante pe înălțimea construcției și, deci, controlul distribuției armăturii longitudinale pe verticala peretelui.

Concentrarea deformațiilor plastice numai intr-o zonă restrînsă de la baza pereților, aduce și avantajul important din punct de vedere economic că măsurile mai severe de armare transversală (pentru preluarea forțelor tăietoare și pentru confinarea betonului) care se impun în zonele plastice vor fi limitate numai la această zonă.

Pentru proiectarea antiseismică a pereților structurali monoliți de beton armat, proiectantul dispune de Instrucțiunile tehnice P 85 [118]. În principiu, aceste instrucțiuni se pot aplica și pereților din panouri mari prefabricate cu observația că îmbinările orizontale și verticale trebuie să se comporte elastic sub acțiunea forțelor de lunecare asociate mecanismului de plastificare a peretelui.

Din acest motiv în STAS 10107/0-90 prevederile referitoare la structurile cu pereți de beton armat au un caracter general, pentru prevederile de detaliu făcîndu-se trimitere la Instrucțiunile P 85. Comentariile prevederilor de proiectare antiseismice a structurilor cu pereți cuprinse în prezentul capitol se referă la o problematică mai largă decît cea care face obiectul explicit al standardului, în special pentru a evidenția unele diferențe față de structurile în cadre de beton armat.

Datorită faptului că la intrarea în vigoare a standardului 10107/0-90, Instrucțiunile P 85—81 se aflau în revizuire comentariile cuprinse în capitolul 6.3 se vor referi mai cu seamă la aspectele calitative ale comportării și proiectării antiseismice ale structurilor cu pereți de beton armat și mai puțin la prevederile concrete de detaliu.

6.3.2. Ductilizarea riglelor de cuplare

În diafragmele cu goluri, riglele de cuplare (buiandrugii) joacă rolu grinzilor de la structurile în cadre. De aceea tot ce este prevăzut în STAS 10107/0-90 pentru grinzile cu rol antiseismic (paragraful 6.2.2) este valabil

și pentru riglele de cuplare cu observația că acestea din urmă reprezintă, în mod curent, un caz particular de grinzi scurte cu deschiderea foarte mică în raport cu înălțimea h a secțiunii. Comentariile care urmează sînt impuse de această particularitate.

a. *Localizarea zonelor plastice.* Din cauza valorii mici a încărcării gravitaționale aferente riglei de cuplare, diagrama de momente are practic o variație liniară pe deschiderea l astfel încît mecanismul de disipare a energiei al buiandrugului corespunde situației din fig. 6.17, *a* cu articulații plastice la extremități. Se consideră că acest mecanism poate apărea în toți buiandrugii de pe înălțimea construcției.

b. *Asigurarea unei capacități minime de deformare inelastică.* La deformarea Δ a unui element scurt, cum este în mod curent rigla de cuplare, contribuie cu pondere comparabilă atît deformația din încovoiere cît și deformația din forță tăietoare (fig. 6.29 *a*). În principiu capacitatea de rotire secțională este foarte mare pe baza faptului că secțiunea transversală este simetric armată și deci diferența $p - p'$ în relația (6.18) este egală cu zero. Cu toate acestea, datorită puternicii deformări alternante, fisurile de încovoiere deschise succesiv la cele două fețe se pot uni și rămîne deschise datorită deformațiilor plastice remanente substanțiale din armăturile longitudinale întinse. Aceasta împreună cu lunecarea, practic de neevitat, a armăturilor în beton implică reducerea substanțială a rigidității la reîncărcare pînă cînd fisura se reînchide (betonul reintră în lucru) ca urmare a anulării deformație remanente din întindere prin comprimarea armăturii. Această comportare

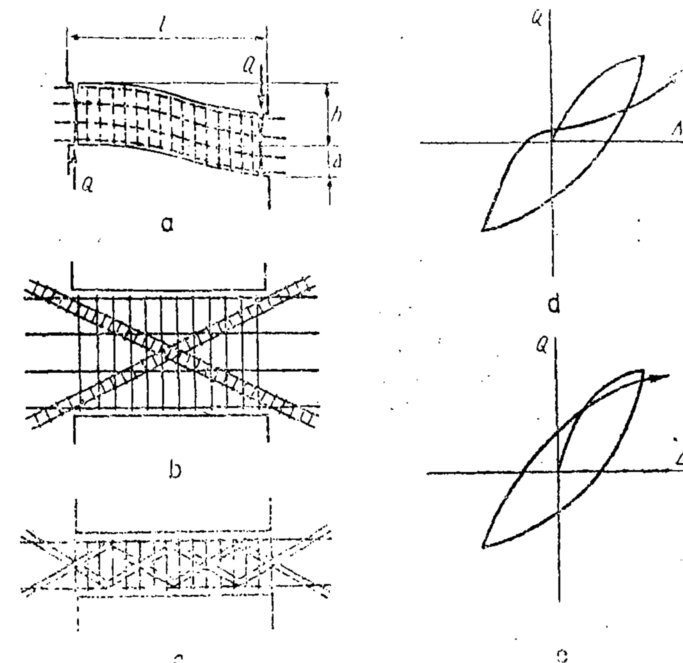


Fig. 6.29

evidenţiată de strangulările specifice care apar pe buclele histeretice, are ca efect reducerea capacităţii de absorbţie şi de disipare a energiei (fig. 6.29, *d*). Forţa tăietoare în lungul fisurii normale, deschise pe toată înălţimea *h* nu poate fi preluată decît prin efectul de dorn al armăturii longitudinale. La încărcarea alternantă a riglei de cuplare se poate ajunge la o rupere caracteristică prin dislocare în lungul fisurii normale de la reazem (vezi fig. 6.29, *a*).

Riglele foarte scurte $\left(\frac{l}{h} < 1,20\right)$ prezintă în plus o serie de particularităţi de comportare. Solicitarea ciclică alternantă, implicînd incursiuni substanţiale în domeniul postelastic de deformare, conduce la pierderea treptată a aderenţei armăturilor longitudinale şi la propagarea eforturilor unitare de curgere în lungul acestora. Dacă armătura orizontală îşi păstrează ancorajul la extremităţi, buiandrugul mai poate dezvolta o capacitate portantă semnificativă numai printr-un mecanism de rezistenţă bazat pe dezvoltarea unor compresiuni diagonale. Dacă solicitarea la forţă tăietoare este mare, rigla de cuplare prezintă o rupere caracteristică printr-o fractură diagonală.

Comportarea buiandrugilor scurţi se poate îmbunătăţi substanţial prin prevederea unor armături inclinate după două direcţii (fig. 6.29, *b*), dimensionată pentru a prelua întreaga forţă tăietoare pe grindă. Dacă flambajul barelor inclinate comprimate este evitat prin dispunerea unor etrieri sau agrafe suficient de dese, atunci răspunsul histeretic al grinzii de cuplare are o formă stabilă, similar răspunsului unei grinzi metalice (vezi fig. 6.29, *e*).

Armarea longitudinală cu bare dispuse după diagonale este eficientă numai dacă raportul l/h este suficient de mic (otrientativ $l/h < 1,25$). La valori l/h mai mari barele sînt prea puţin inclinate faţă de axa grinzii şi apar indicate soluţii de armare ca în fig. 6.29, *c*.

Barele inclinate complică însă armarea şi în consecinţă sînt greu acceptate în execuţie. Instrucţiunile P 85 nu impun armarea cu bare inclinate ci o recomandă, numai, atunci cînd buiandrugii diafragmei au $l/h \leqslant 1,5$ şi grosimea peretelui $b \geqslant 220$ mm. În alte prescripţii, de exemplu [111] şi [114], armarea cu bare inclinate este obligatorie dacă valoarea efortului tangenţial mediu pe secţiunea grinzii de cuplare depăşeşte o anumită valoare limită.

c. *Asigurarea împotriva ruperii din forţă tăietoare.* Datorită faptului că eforturile produse de încărcarea gravitaţională sînt neglijabile, forţa tăietoare care solicită riglele de cuplare are un caracter alternant. În condiţiile în care, de regulă, valoarea forţei tăietoare depăşeşte pragul fisurării inclinate rigla de cuplare este expusă la o fisurare inclinată pe două direcţii care are ca efect degradarea brutală a capacităţii betonului de a prelua forţa tăietoare. Pe această bază, prescripţiile româneşti consideră $Q_b = 0$ la evaluarea forţei tăietoare capabile.

6.3.3. Ductilizarea montanţilor

a. **Localizarea zonelor plastice.** În cazul pereţilor structurali de beton armat deziderατul concentrării deformaţiilor plastice exclusiv în zona de la bază impune ca rapoartele între momentele capabile M_{cap} ale secţiunilor şi momentele M_s produse de încărcările seismice de calcul să aibă valoarea minimă în secţiunea de la bază. Astfel valoarea momentului încovoietor de calcul (de dimensionare), M_{max}, la un nivel al clădirii se stabileşte cu o relaţie de forma

$$M_{max} = k_M \frac{M_{cap,0}}{M_{s,0}} M_s \qquad (6.33)$$

în care $M_{cap,0}$ şi $M_{s,0}$ sînt valorile momentului capabil, respectiv ale momentului din încărcările seismice de calcul în secţiunea de la bază, iar $k_M \geqslant 1$, coeficienţii din fig. 6.30, *a*. Se apreciază că, în cazurile curente ale clădirilor pînă la 10—12 niveluri, valorile k_M pot acoperi sporurile de momente datorate modurilor superioare de vibraţie pe structura plastificată.

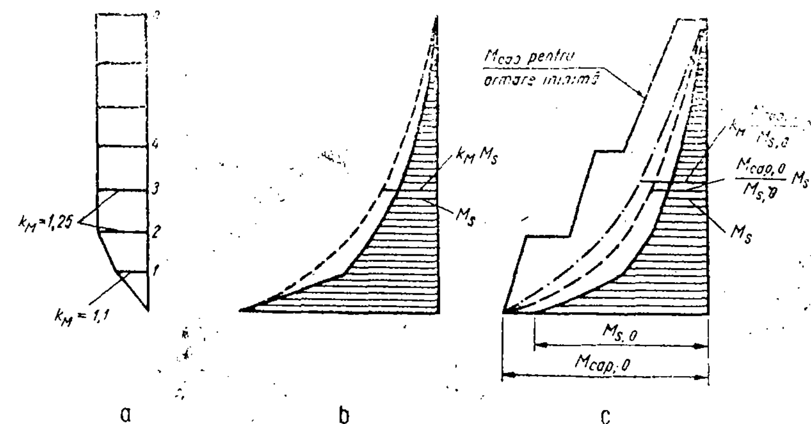


Fig. 6.30

În cazul în care armătura verticală în perete nu este dictată de minimumul constructiv, localizarea zonei plastice la baza peretelui se poate realiza direct prin dimensionarea armăturii verticale la momentele încovoietoare $M_{max} = k_M M_s$ (fig. 6.30, *b*).

În cazul în care armătura verticală în perete este dictată de valorile minime constructive, atunci verificarea poziţiei diagramei M_{cap} faţă de diagrama M_{max} este necesară practic numai la bază şi la nivelul planşeului la care se reduce cu ntumul armăturii minime (fig. 6.30, *c*).

Zona plastică de la baza pereţilor este denumită în Instrucţiunile P 85 zona A, iar zona cu comportare elastică zona B.

Înălţimea zonei plastice se stabileşte cu relaţia (6.34)

$$l_p = 0,05H + 0,4h \qquad (6.34)$$

în care H este înălţimea totală a peretelui, iar h înălţimea secţiunii transversale, rotunjindu-se la un număr întreg de niveluri.

b. **Asigurarea unei capacităţi minime de rotire secţională în zona plastică.** Condiţia (6.14) pentru secţiunea transversală din zona plastică a peretelui structural din beton armat, este exprimată în prescripţiile din ţara noastră, în mod indirect printr-o condiţie de limitare a intensităţii efortului de compresiune de forma:

$$n = \frac{N}{bh_0R_c} \leqslant 0{,}35 + 1{,}5\ \frac{A_t}{A_i} \qquad (6.35)$$

unde A_t/A_i reprezintă raportul între aria tălpii comprimate şi aria inimii secţiunii. Dacă se ţine seama că valoarea rezistenţei betonului la compresiune din (6.34) este redusă printr-o serie de coeficienţi de siguranţă suplimentari faţă de valorile de bază se constată că, în exprimarea cea mai semnificativă, aceea în rezistenţe efective (apropiate statistic de valorile medii ale rezistenţelor) condiţia (6.34) apare mult mai restrictivă la pereţii structurali decît condiţia corespunzătoare (6.24) din cazul stîlpilor structurilor în cadre. Aceasta a rezultat datorită faptului că pe de o parte probabilitatea de apariţie a zonei plastice la baza peretelui este mai mare, iar, pe de altă parte, cerinţa de ductilitate este, de asemenea, mai mare avînd în vedere numărul mai mic de zone plastice care pot apărea la un perete structural faţă de un cadru. Este de remarcat, totuşi, că deşi condiţia (6.35) este mai severă decît condiţia 6.24 ea este mai uşor de realizat practic.

Aşa cum s-a arătat în paragraful 6.1.3, pe lîngă satisfacerea condiţiei (6.14) este necesară şi creşterea gradului de fretare cu armare transversală în zonele comprimate ale secţiunilor din zonele plastice în vederea creşterii lui ε_{bu} în relaţia (6.11*a*). În aceste zone se adoptă reguli de armare longitudinală şi transversală apropiate de cele prescrise pentru zonele plastice ale stîlpilor (vezi fig. 8.47).

Este interesant de remarcat că alte prescripţii ([111] şi [114]) impun prevederea unor armături transversale speciale de confinare a zonelor comprimate din zona plastică numai dacă înălţimea x_u a zonei comprimate depăşeşte o valoare critică şi numai pe porţiunea cea mai comprimată a secţiunii (vezi fig. 6.31).

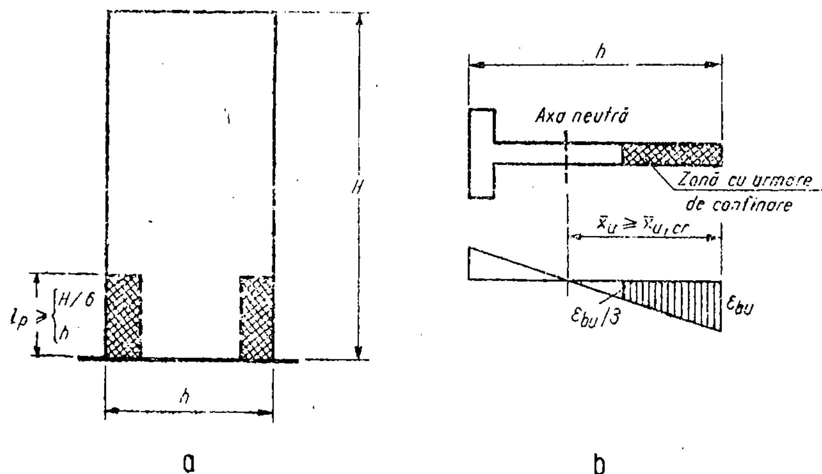
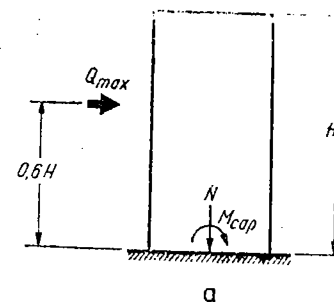


Fig. 6.31

c. **Asigurarea împotriva ruperii din forţă tăietoare.** În mod similar cu alte prescripţii de proiectare antiseismică, Instrucţiunile P 85 prevăd ca forţa tăietoare Q_{max} în peretele structural să se calculeze pe schema de echilibru limită asociată mecanismului cinematic de plastificare a peretelui (fig. 6.32):

$$Q_{max} = k_Q \times$$

$$\times \frac{M_{cap,o} + 0{,}8\ \Sigma Q_{r\ max} L_r}{M_{s,o}}\ Q_s \qquad (6.36)$$



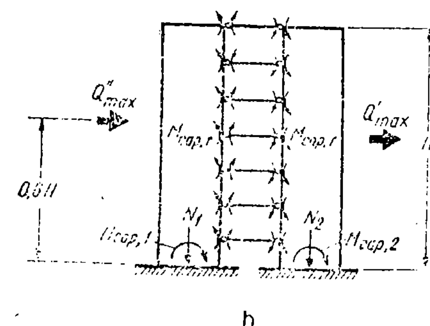


Fig. 6.32

S-a notat cu $M_{s,0}$ momentul din forţele orizontale la baza peretelui (momentul de răsturnare); $Q_{r,max}$ — forţa tăietoare asociată plastificării buiandrugului la extremităţi; L_r — distanţa interax între montanţii extremi ai diafragmei cu goluri.

Coeficientul 0,8 care afectează momentele în rigle ia în considerare faptul că plastificarea simultană a tuturor riglelor unui perete, la un anumit moment al acţiunii seismice, este puţin probabilă, aşa cum rezultă din calculul dinamic neliniar al structurilor cu pereţi de beton armat.

Coeficientul $k_Q > 1$ are acelaşi rol ca în relaţia 6.26 din cazul stîlpilor. În viitoarea ediţie a Instrucţiunilor P 85 se vor da valorile k_Q diferenţiate pe tipuri de structuri şi zone seismice.

În codul seimsic CEB, ca şi în normele neo-zeelandeze majorările forţei tăietoare prin coeficientul k_Q sînt de ordinul 40—80% funcţie de numărul de niveluri al clădirii.

Deoarece în cazul structurilor cu pereţi portanţi, probabilitatea plastificării la bază, la acţiunea unor cutremure puternice este mare, condiţia de limitare a nivelului de solicitare la forţă tăietoare este mai severă decît n cazul stîlpilor.

$$Q_{max} \leqslant 1{,}5\ bhR_t \qquad (6.37)$$

În ceea ce priveşte capacitatea de preluare a forţei tăietoare în montanţi Instrucţiunile P 85 prevăd relaţia:

$$Q_{cap} = Q_b + Q_{ah} \qquad (6.38)$$

unde Q_{ah} reprezintă forţa tăietoare preluată de armătura orizontală din inima peretelui considerînd fisura înclinată la 45° iar Q_b se ia

$$Q_b = 0{,}5bhR_t \qquad (6.38\ a)$$

în zona plastică potenţială de la baza peretelui şi

$$Q_b = 0{,}7bhR_t \qquad (6.38\ b)$$

în restul peretelui structural de beton armat.

Şi în ceea ce priveşte valorile concrete ale termenului Q_b, ca de altfel în general în privinţa calculului la forţă tăietoare al pereţilor portanţi de beton armat în zone seismice, prevederile STAS 10107/0-90 sînt apropiate de cele impuse de alte prescripţii de proiectare antiseismică [104; 106; 111; 114]

7

SCHEME LOGICE PENTRU CALCULUL ELEMENTELOR DE BETON ARMAT

TIPURI DE SOLICITĂRI ŞI VERIFICĂRI

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ				Schema	pag.
1. Încovoiere	Notaţii			1.0	226
		Determinarea capacităţii portante		1.1	228
		Dimensionarea armăturilor		1.2	231
		Dimensionarea secţiunii de beton		1.3	234
		Determinarea capacităţii portante		1.4	236
		Dimensionarea armăturilor	Secţiuni nesituate în zone plastice potenţiale la solicitări seismice	1.5	239
			Secţiuni situate în zone plastice potenţiale la solicitări seismice	1.6	242
		Stabilirea lăţimii active a plăcii		1.7	247
		Determinarea capacităţii portante		1.8	250
		Dimensionarea armăturilor		1.9	253

Tabel (continuare)

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ			Schema	pag.
2. Compresiune excentrică (fără considerarea flexibilităţii)	Notaţii		2.0	257
	Determinarea capacităţii portante		2.1	260
	Dimensionarea armăturilor		2.2	262
	Determinarea capacităţii portante		2.3	265
	Dimensionarea armăturilor	Secţiuni nesituate în zone plastice potenţiale la solicitări seismice	2.4	268
	Dimensionarea armăturilor	Secţiuni situate în zone plastice potenţiale la solicitări seismice	2.5	272
	Determinarea capacităţii portante ţinînd seama şi de influenţa armăturilor intermediare		2.6	277
	Determinarea capacităţii portante		2.7	282
	Dimensionarea armăturilor		2.8	284
	Determinarea capacităţii portante		2.9	287
	Dimensionarea armăturilor		2.10	289
3. Considerarea flexibilităţii la compresiune excentrică	Notaţii — procedee de calcul		3.0	292
	Determinarea capacităţii portante		3.1	295
	Dimensionarea armăturilor		3.2	298

Tabel (continuare)

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ			Schema	pag.
4. Compresiune excentrică oblică	Notaţii — procedee de calcul		4.0	303
	Determinarea capacităţii portante		4.1	306
	Dimensionarea armăturilor	cu optimizare	4.2	308
	Dimensionarea armăturilor	dimensionarea armăturii de pe o direcţie cînd armătura de pe cealaltă direcţie este dată sau minimă constructivă	4.3	311
	Dimensionarea armăturilor	cînd din condiţii constructive se ia $A_{ax} = A_{ay}$	4.4	314
5. Întindere excentrică	Notaţii		5.0	317
	Determinarea capacităţii portante		5.1	318
	Dimensionarea armăturilor		5.2	321
6. Forţă tăietoare	Notaţii — procedee de calcul		6.0	326
	Elemente încovoiate	Dimensionarea armăturilor transversale (numai etrieri)	6.1	331
	Elemente încovoiate	Idem — etrieri + bare înclinate (procedeu simplificat)	6.2	335
	Elemente încovoiate	Idem — etrieri + bare înclinate (procedeu prin încercări)	6.3	342
	Elemente comprimate excentric	Dimensionarea armăturilor transversale (numai etrieri)	6.4	345

Tabel (continuare)

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ			Schema	pag.
7. Torsiune cu încovoiere	Notaţii		7.0	349
		Dimensionarea armăturilor transversale şi a armăturilor longitudinale suplimentare	7.1	350
CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ŞI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU				
8. Încovoiere	Notaţii		8.0	356
		Calculul eforturilor unitare în beton şi în armături	8.1	357
		Idem	8.2	359
		Idem	8.3	362
STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR				
9. Întindere centrică, încovoiere, întindere excentrică	Notaţii şi relaţii de calcul		9.0	365
	Stabilirea ariei de înglobare a armăturilor (A_{bt}) şi a valorii s din expresia λ_f		9.1	368
	Întindere centrică	Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	9.2	370
		Idem. Calcul direct cu tabelul 17 A pentru pereţi de recipienţi	9.3	373

Tabel (continuare)

STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR				
	Încovoiere	Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	9.4	375
		Idem. Plăci armate cu plase sudate din STNB	9.5	379
	Întindere excentrică	Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	9.6	381
STAREA LIMITĂ DE DEFORMAŢIE				
10. Încovoiere	Notaţii		10.0	388
		Verificarea săgeţii	10.1	389
		Verificarea săgeţii	10.2	393
		Verificarea săgeţii	10.3	397

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ

1	Încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare
1.0	Notaţii	

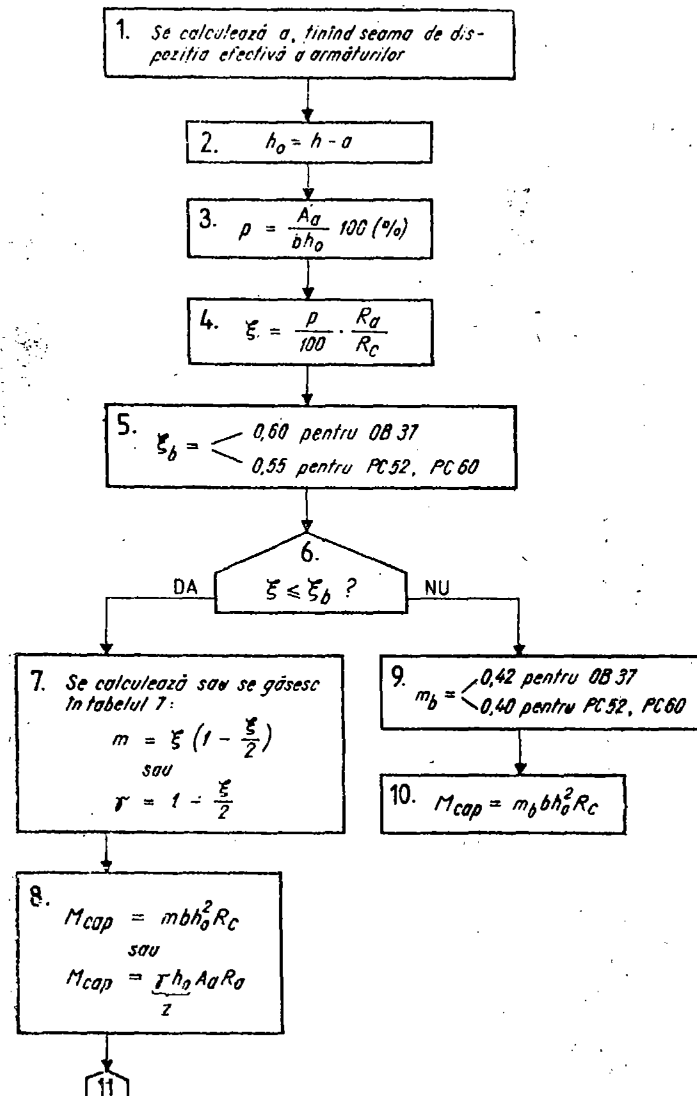
Secţiuni dreptunghiulare simplu armate	$C_b = bxR_c$; $z = h_0 - \frac{x}{2} = \gamma h_0$; $x = \xi h_0$; $T_a = A_a R_a$
Secţiuni dreptunghiulare dublu armate	$C'_a = A'_a R'_a$; $C_b = bxR_c$; $z = h_0 - \frac{x}{2} = \gamma h_0$; $x = \xi h_0$; $T_a = A_a R_a$; De regulă $R'_a = R_a$

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ

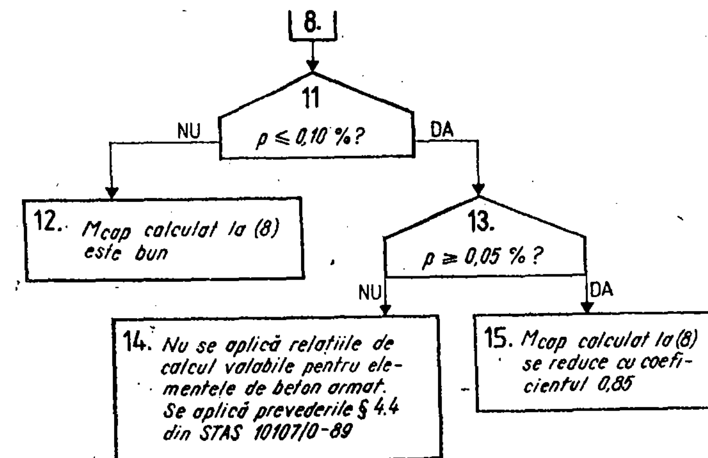
1	Încovoiere	Secţiuni în formă de T
1.0	Notaţii	

Secţiuni în formă de T simplu armate	$T_a = A_a R_a$; $C_{bI} = bxR_c$; $z_I = h_0 - \frac{x}{2} = \gamma h_0$; $T_{aI} = A_{aI} R_a$; $C_{bII} = (b_p - b) h_p R_c$; $z_{II} = h_0 - \frac{h_p}{2}$; $T_{aII} = A_{aII} R_a$ $A_{aI} + A_{aII} = A_a$; $M_I + M_{II} = M$ M_I, M_{II} — momente capabile aferente armăturilor A_{aI}, A_{aII}

I	Încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare simplu armate
1.1	Determinarea capacităţii portante	Se dau: b, h, A_a, R_c, R_a Se cere: M_{cap}



Schema 1.1. (continuare)

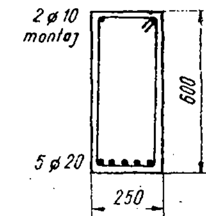


Observaţii

a. În cazurile curente, cînd este vizibil că $0,10\% \leq p \leq p_{max}$, se renunţă la operaţiile (4), (5) şi (10) ... (14).

b. În cazurile speciale cînd se permit procente de armare < 0,05% (de exemplu la tălpile fundaţiilor pahar: $p_{min} = 0,025\%$), acestea se introduc cu valorile respective în (12).

Exemplu de calcul la schema 1.1



Să se calculeze momentul capabil al grinzii din figură.

Beton: Bc 15, cazul c($R_c = 9,5$ N/mm²)

Oţel: PC 60 ($R_a = 350$ N/mm²)

$A_a = 5\varnothing 20 = 1\,571$ mm².

1. $a = 25 + \frac{20}{2} = 35$ mm.
2. $h_0 = 600 - 35 = 565$ mm.
3. $p = \frac{1\,571}{250 \cdot 565} 100 = 1,11\%$.
4. $\xi = \frac{1,11}{100} \cdot \frac{350}{9,5} = 0,41$.
5. $\xi_b = 0,55$.

6. $\xi < \xi_b$

7. $m = 0,41\left(1 - \frac{0,41}{2}\right) = 0,326$

sau se scoate din tabelul 7 din anexă, pentru $\xi = 0,41$, $m = 0,326$.

8. $M_{cap} = 0,326 \cdot 250 \cdot 565^2 \cdot 9,5 = 247 \cdot 10^6$ Nmm $= 247$ kNm.

11. $p > 0,10\%$.

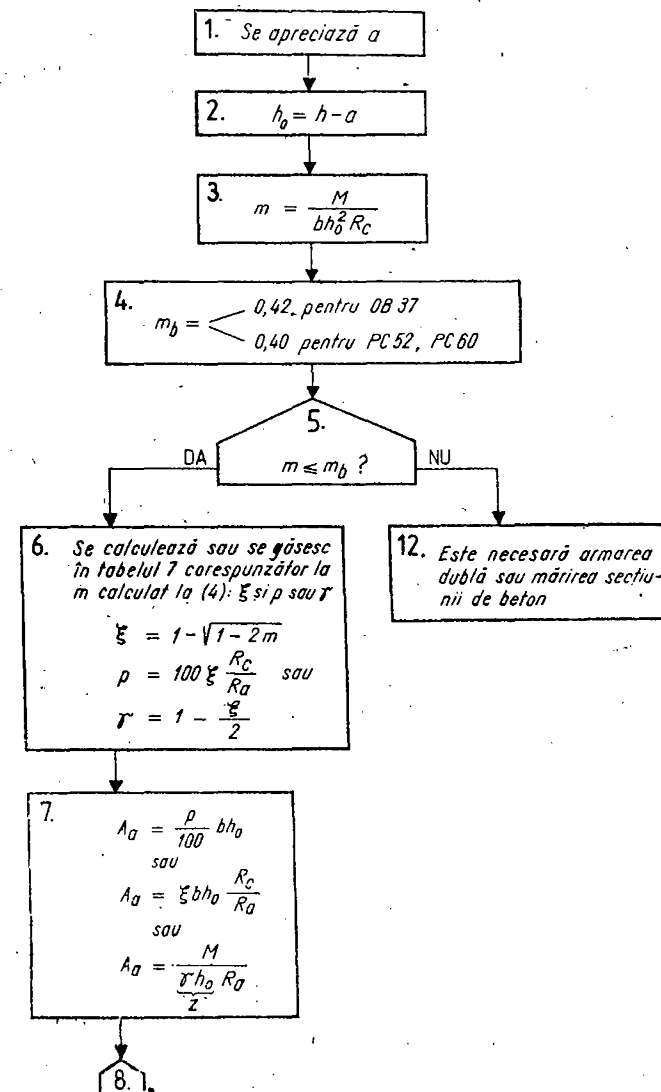
12. M_{cap} calculat la (8) este bun.

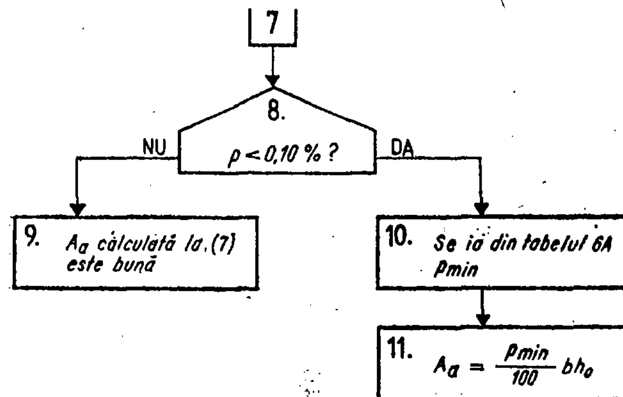
Variantă la operațiile (7), (8):

7. $\gamma = 1 - \frac{0,41}{2} = 0,795$ sau se scoate din tabelul 7 din anexă, pentru $\xi = 0,41$, $\gamma = 0,795$.

8. $M_{cap} = 0,795 \cdot 565 \cdot 1\,571 \cdot 350 = 247 \cdot 10^6$ Nmm $= 247$ kNm.

1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare simplu armate
1.2	Dimensionarea armăturilor	Se dau: b, h, R_c, R_a, M Se cere: A_a

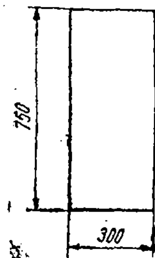




Observație

În cazurile speciale cînd se permit procente de armare < 0,05% (de exemplu la tălpile fundațiilor pahar: $p_{min} = 0,025\%$), acestea se introduc cu valorile respective în (10), (11).

Exemplu de calcul la schema 1.2



Să se armeze grinda cu secțiunea din figură.

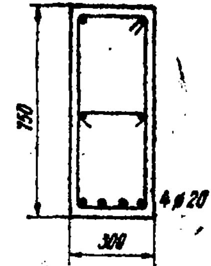
Beton: Bc 15, cazul c($R_c = 9,5$ N/mm²);

Oțel PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²);

$M = 240$ kNm $= 240 \cdot 10^6$ Nmm.

1. $a \approx 35$ mm (barele pe un singur rînd).
2. $h_0 = 750 - 35 = 715$ mm.
3. $m = \frac{240 \cdot 10^6}{300 \cdot 715^2 \cdot 9,5} = 0,165$
4. $m_b = 0,40$.
5. $m < m_b$
6. $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,165} = 0,181$; $\gamma = 1 - \frac{0,181}{2} = 0,909$

sau se scoate din tabelul 7, pentru $m = 0,165$; $\xi = 0,181$ sau $\gamma = 0,909$.



7. $A_a = 0,181 \cdot 300 \cdot 715 \frac{9,5}{300} = 1\,230$ mm² sau:

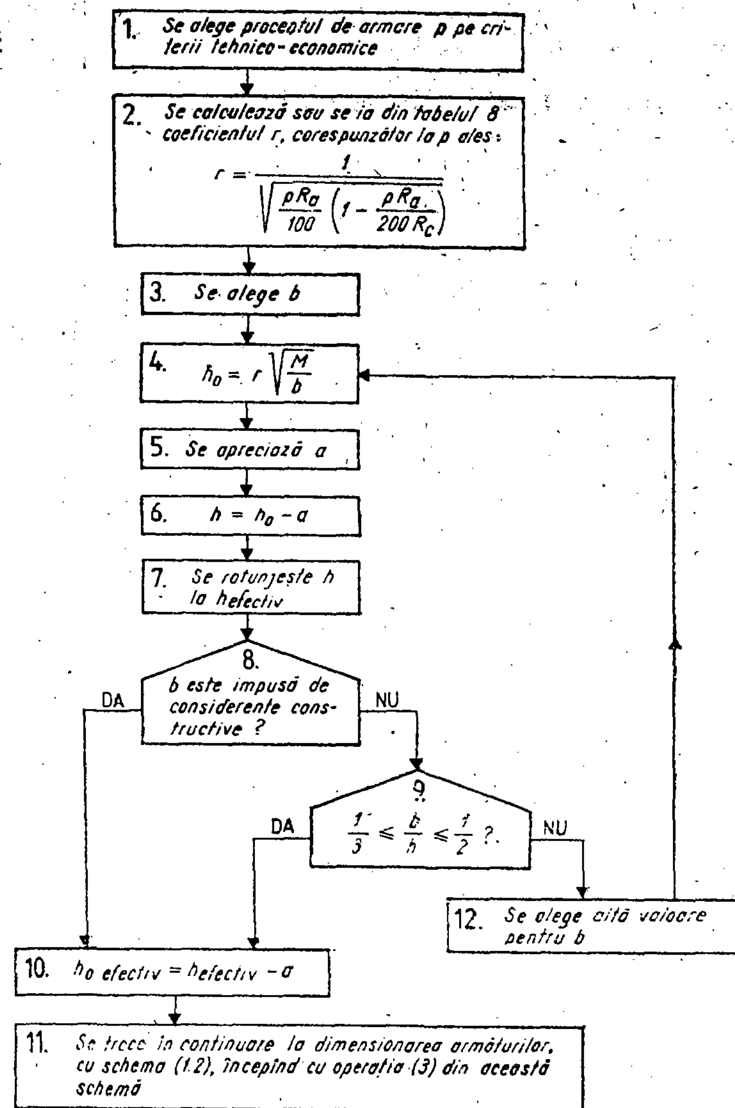
$$A_a = \frac{240 \cdot 10^6}{0,909 \cdot 715 \cdot 300} = 1\,230 \text{ mm}^2$$

8. $p = \frac{1\,230}{300 \cdot 715} 100 = 0,57\% > 0,10\%$.
9. A_a calculată la (7) este bună.

Armare efectivă: 4∅20 = 1 256 mm² > 1 230 mm².

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare simplu armate
1.3	Dimensionarea secțiunii de beton	Se dau: R_c, R_a, M Se cer: b, h



Observație

Pentru elementele din beton armat monolit, se recomandă, pe considerentul evitării unui consum ridicat de oțel, să nu fie depășite decît în cazuri temeinic justificate următoarele procente de armare:
— la plăcile armate pe o direcție: 0,8%;
— la plăcile armate pe două direcții: 0,5%;
— la grinzi: 1,2%;
— la grinzi, local în secțiunile de moment maxim: 1,5%.

Exemplu de calcul la schema 1.3

Să se dimensioneze secțiunea de beton a unei grinzi din Bc 20 armată cu PC 52, solicitată de un moment încovoietor $M = 260$ kNm $= 260 \cdot 10^6$ Nmm.

1. Se alege $p = 1\%$.

2. Din tabelul 8, pentru Bc 20, PC 52 și $p = 1\%$, se scoate $r = 0{,}615$

3. Se alege $b = 250$ mm.

4. $h_0 = 0{,}615\sqrt{\frac{260 \cdot 10^6}{250}} = 627$ mm.

5. $a \approx 35$ mm.

6. $h = 627 + 35 = 662$ mm.

7. $h_{efectiv} = 650$ mm (prin rotunjirea în minus de la 662 la 650 mm, va rezulta un procent de armare $> 1\%$).

8. b nu este impusă de considerente constructive.

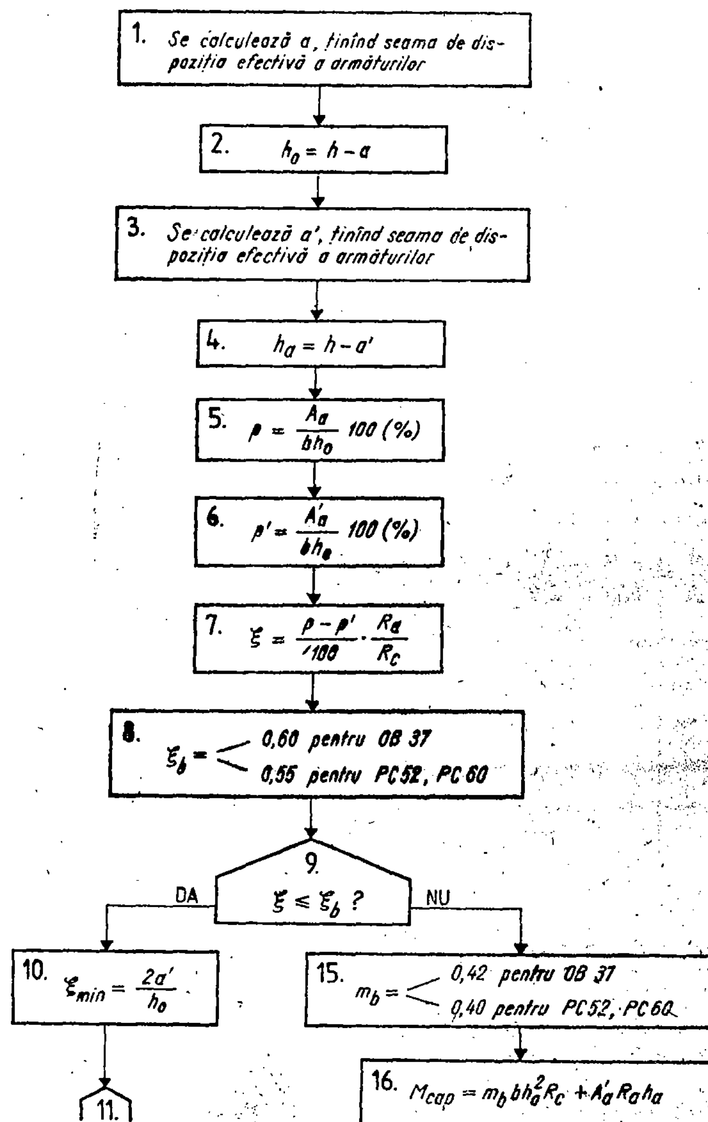
9. $\frac{b}{h} = \frac{250}{650} = \frac{1}{2{,}6}$; $\frac{1}{3} \leqslant \frac{b}{h} \leqslant \frac{1}{2}$

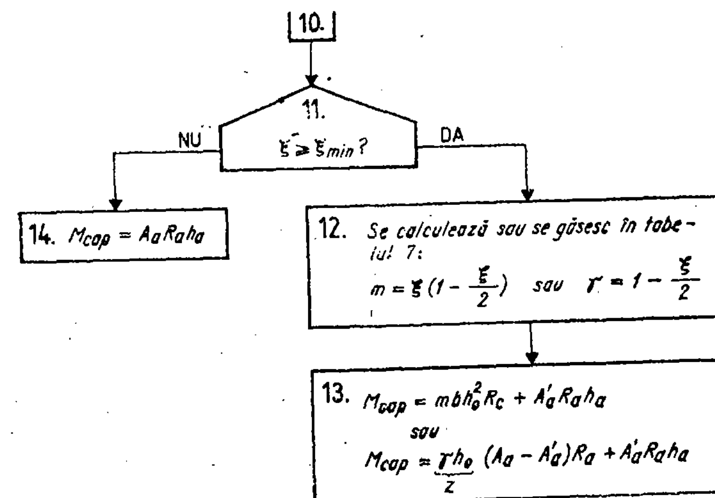
10. $h_{0efectiv} = 650 - 35 = 615$ mm.

Rezultat: 250/650 mm.

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
1.4	Determinarea capacității portante	Se dau: b, h, A_a, A'_a, R_c, R_a Se cere: M_{cap}





Observații

a. Fiind vorba de determinarea M_{cap} pentru o secțiune dată, nu s-au inclus condițiile suplimentare puse în cazul secțiunilor din zonele plastice potențiale la acțiuni seismice (valorile minime ale raportului A'_a/A_a, p_{min} sporit, $\xi \leq \xi_{lim}$).

b. Dacă din operația (9) rezultă $\xi \leq \xi_b$, înseamnă că A'_a nu este necesară din calculul în ipoteza de încărcare considerată, ci există din alte considerente (momente încovoietoare de semn contrar din alte ipoteze de încărcare etc.).

c. Dacă $A'_a > A_a$, ceea ce intervine în calculul secțiunilor de pe reazeme ale riglelor de cadru la momente pozitive, se aplică direct relația (14).

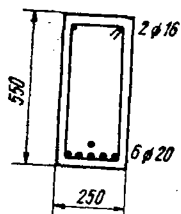
d. Dacă este vizibil că $\xi \geq \xi_{min}$, se renunță la operația (11), trecîndu-se direct la (12), (13).

e. La elementele dublu armate, situația $p < 0{,}10\%$ intervine foarte rar. De aceea nu a fost cuprinsă în schema 1.4. În cazurile speciale cînd totuși se întîlnește această situație, se efectuează în plus operațiile (11) ... (15) din schema (1.1).

f. La plăcile și grinzile continue și la riglele de cadru care nu participă la preluarea solicitărilor seismice, în calculul armăturilor de la partea superioară în secțiunile de pe reazeme se ține seama de armătura inferioară (A'_a) numai dacă lungimile de ancoraj sau de înnădire ale acesteia sînt dimensionate în consecință.

g. Cînd M_{cap} se determină în vederea unui calcul al structurii în domeniul postelastic la solicitări seismice, R_c și R_a se înlocuiesc cu $\bar{R}_c = 1{,}75\ R_c$ și $\bar{R}_a = 1{,}35\ R_a$.

Exemplu de calcul la schema 1.4



Să se calculeze momentul capabil al grinzii dublu armate din figură.

Beton: Bc 15, cazul c ($R_c = 9{,}5$ N/mm²).

Oțel: PC 60 ($R_a = 350$ N/mm²);

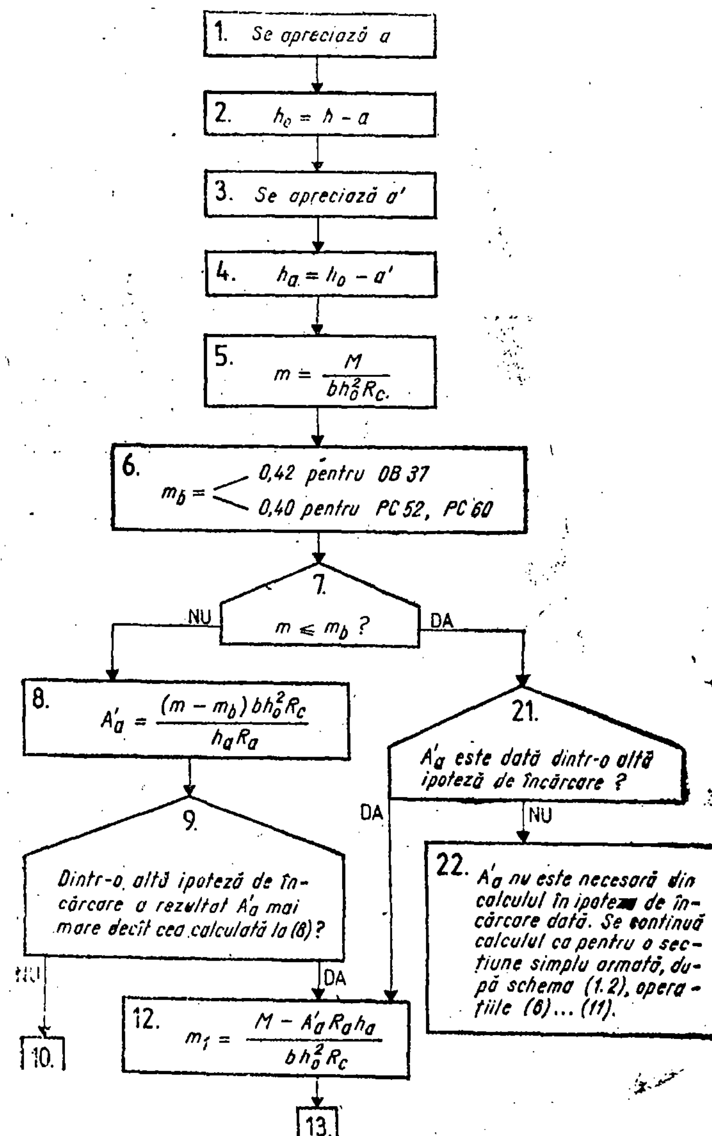
$A_a = 6 \varnothing 20 = 1\,884$ mm²; $A'_a = 2 \varnothing 16 = 402$ mm²

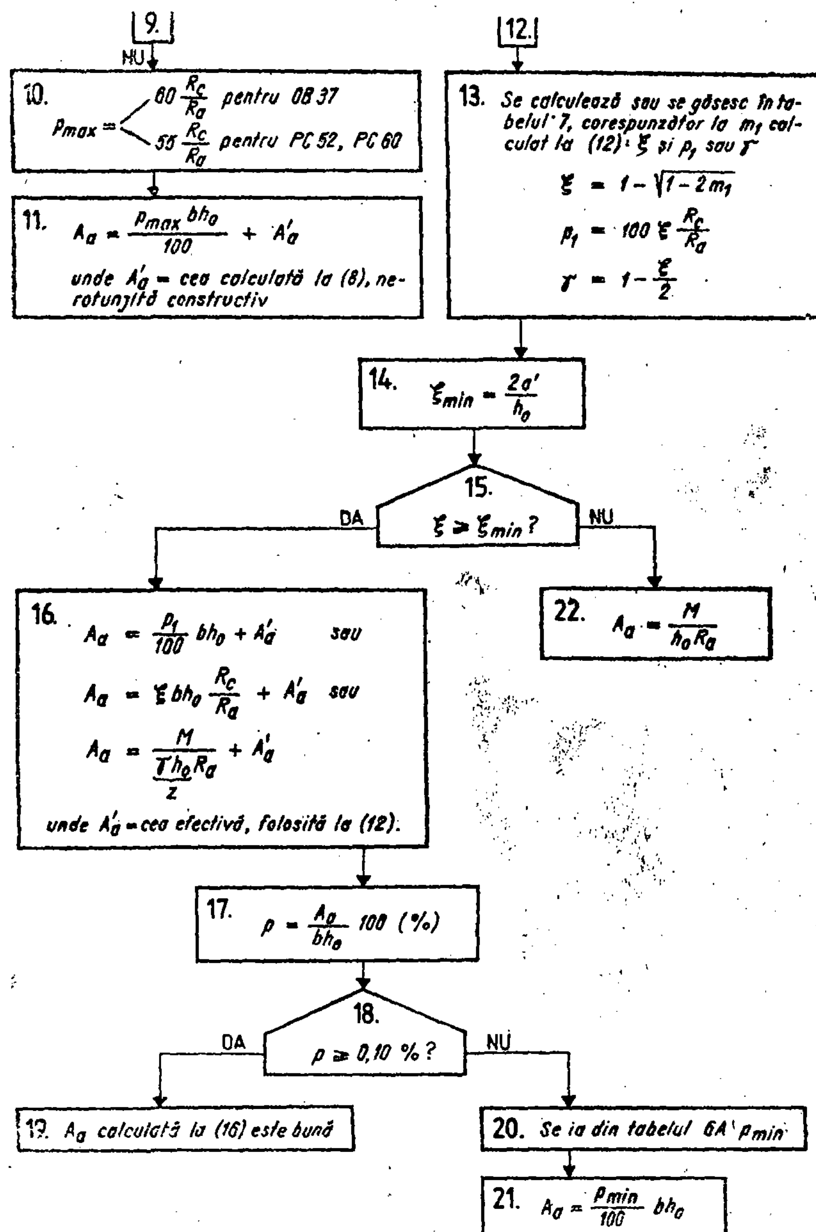
1. $a = 43$ mm.
2. $h_0 = 550 - 43 = 507$ mm.
3. $a' = 33$ mm.
4. $h_a = 507 - 33 = 474$ mm.
5. $p = \dfrac{1\,884}{250 \cdot 507}\,100 = 1{,}49\%$.
6. $p' = \dfrac{402}{250 \cdot 507}\,100 = 0{,}32\%$.
7. $\xi = \dfrac{1{,}49 - 0{,}32}{100} \cdot \dfrac{350}{9{,}5} = 0{,}43$.
8. $\xi_b = 0{,}55$.
9. $\xi < \xi_b$
10. $\xi_{min} = \dfrac{2 \cdot 33}{507} = 0{,}13$.
11. $\xi > \xi_{min}$.
12. Se calculează $m = 0{,}43\left(1 - \dfrac{0{,}43}{2}\right) = 0{,}338$ sau se scoate din tabelul 7, pentru $= 0{,}43$: $m = 0{,}338$.
13. $M_{cap} = 0{,}338 \cdot 250 \cdot 507^2 \cdot 9{,}5 + 402 \cdot 350 \cdot 474 = 273 \cdot 10^6$ Nmm $= 273$ kNm.

Variantă

12. Se calculează $\gamma = 1 - \dfrac{0{,}43}{2} = 0{,}785$ sau se scoate din tabelul 7, pentru $\xi = 0{,}43$: $\gamma = 0{,}785$.
13. $M_{cap} = 0{,}785 \cdot 507(1\,884 - 402)\ 350 + 402 \cdot 350 \cdot 474 = 273 \cdot 10^6$ Nmm $=$ **273 kNm.**

1.	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
1.5	Dimensionarea armăturilor pentru secțiuni nesituate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	Se dau: b, h, R_c, R_a, M Se cer: A_a, A'_a (nu se știe de la început dacă armătura A'_a este necesară în ipoteza de calcul dată)

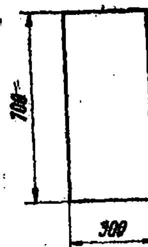




Observaţie

Operaţiile (10), (11) reprezintă o simplificare în raport cu (12) ... (16), în sensul că în loc să se introducă A'_a efectivă şi să se calculeze în consecinţă $p \neq p_{max}$, se introduc în (11) A'_a calculată (nerotunjită constructiv) şi p_{max}. Erorile la rezultate sînt neînsemnate, iar calculul este mai simplu.

Exemplu de calcul la schema 1.5



Să se armeze grinda cu secţiunea din figură.

Beton: Bc 15, cazul c ($R_c = 9{,}5$ N/mm²)

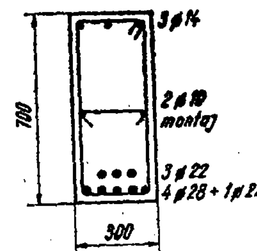
Oţel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²)

$M = 550$ kNm $= 550 \cdot 10^6$ Nmm.

1. $a \approx 55$ mm (barele pe două rînduri)
2. $h_0 = 700 - 55 = 645$ mm
3. $a' \approx 35$ mm (barele pe un rînd)
4. $h_a = 645 - 35 = 610$ mm
5. $m = \dfrac{550 \cdot 10^6}{300 \cdot 645^2 \cdot 9{,}5} = 0{,}464$
6. $m_b = 0{,}40$
7. $m > m_b$
8. $A'_a = \dfrac{(0{,}464 - 0{,}400)\, 300 \cdot 645^2 \cdot 9{,}5}{610 \cdot 300} = 414$ mm²
9. Din alte ipoteze de încărcare nu este dată $A'_a > 414$ m².
10. $p_{max} = 60\dfrac{9{,}5}{300} = 1{,}90\%$
11. $A_a = \dfrac{1{,}9 \cdot 300 \cdot 645}{100} + 285 = 3\,962$ mm²

A'_a efectivă $= 3\varnothing 14 + 462$ mm² > 414 mm²

A_a efectivă $= 4\varnothing 28 + 4\varnothing 22 = 3\,983 > 3962$ mm².

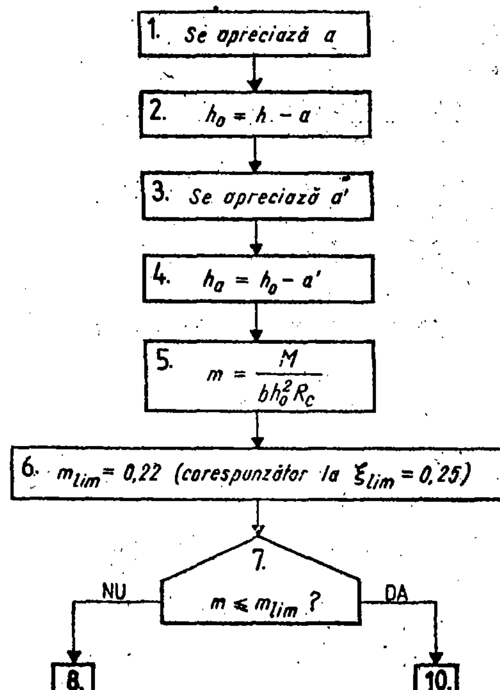


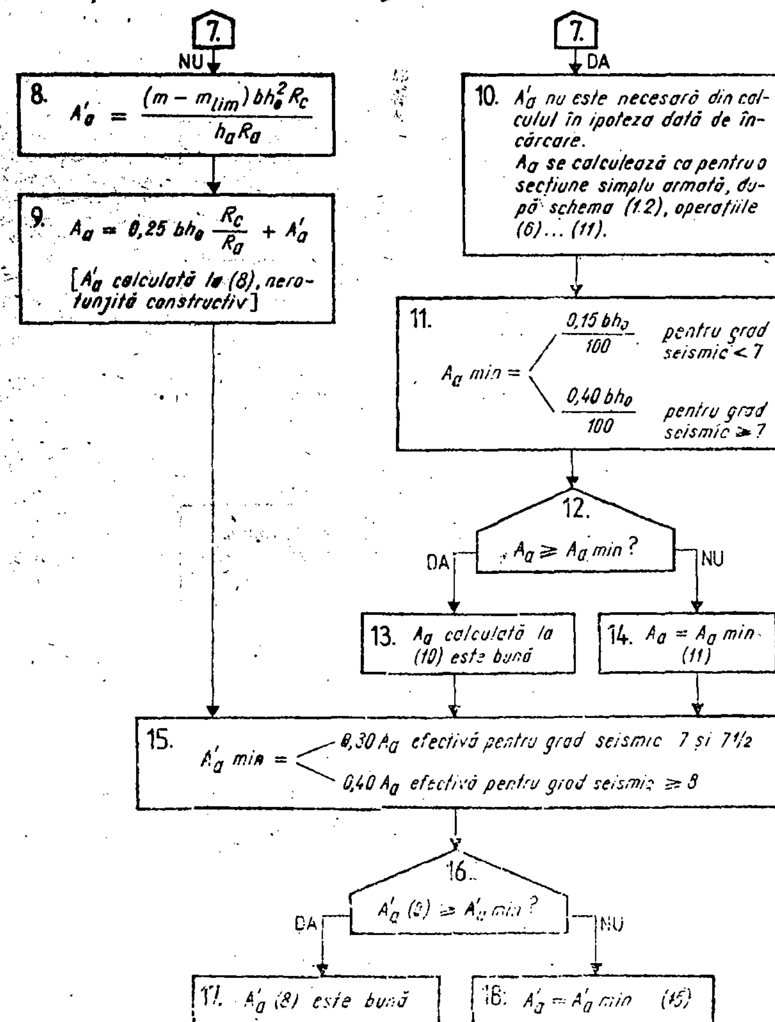
1	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
1.6	Dimensionarea armăturilor pentru secțiuni situate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	Se dau: b, h, R_c, R_a, M Se cer: A_a, A'_a

A. Dimensionarea armăturilor în secțiunile de reazem ale riglelor de cadru, la moment negativ

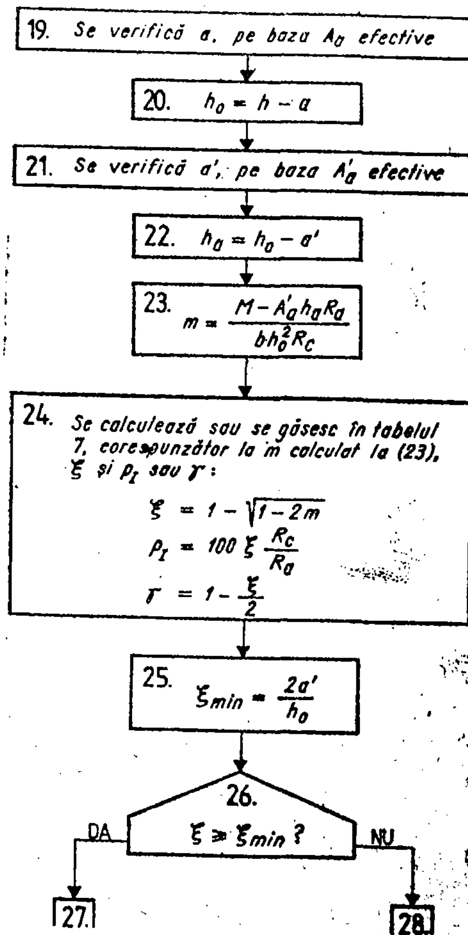
Observație preliminară

În cazul zonelor plastice potențiale sub solicitări seismice, ξ este plafonat la valoarea $\xi_{lim} = 0{,}25$. În aceste condiții, diferența între $z = h_0(1 - \xi/2)$ și h_a devine nesemnificativă, astfel că A_a se poate calcula în mod simplificat fără a ține seama de prezența armăturii comprimate, dacă aceasta nu a rezultat din calcul (8).

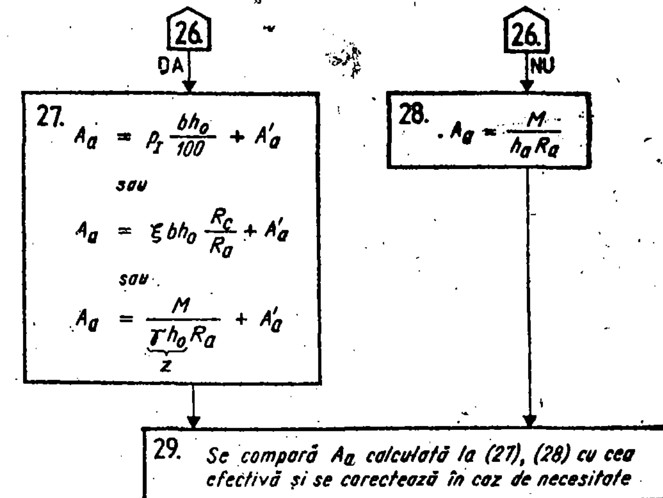




Observație. Dacă se dorește o verificare finală a exactității calculului bazat pe simplificarea admisă în observația preliminară, se procedează în continuare în modul următor, introducînd A'_a = cea efectivă, calculată la (17) sau (18), inclusiv rotunjirile constructive:

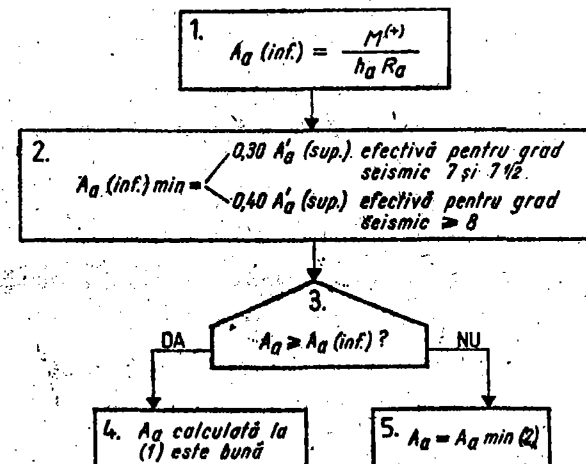


Schema 1.6. B (continuare)

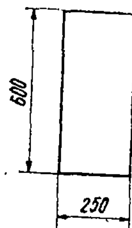


B. Dimensionarea armăturilor în secțiunile de reazem ale riglelor de cadru, la moment pozitiv

Avînd în vedere că totdeauna armătura de la partea inferioară (în acest caz A_a) este mai mică decît cea de la partea superioară (în acest caz A'_a), se calculează direct:



Exemplu de calcul la schema 1.6



Să se armeze în secţiunea de reazem rigla de cadru cu secţiunea din figură (zonă plastică potenţială).

Beton: Bc 15, cazul c($R_c = 9{,}5$ N/mm²)

Oţel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²)

$M^{(-)} = 280$ kNm $= 280 \cdot 10^6$ Nmm; $M^{(+)} = 105$ kNm $= 105 \cdot 10^6$ N mm.

Grad seismic: 8.

A. Pentru momentul negativ

1. $a \approx 50$ mm (armătură pe două rînduri).
2. $h_0 = 600 - 50 = 550$ mm.
3. $a' \approx 35$ mm (armătură pe un rînd).
4. $h_a = 550 - 35 = 515$ mm.
5. $m = \dfrac{280 \cdot 10^6}{250 \cdot 550^2 \cdot 9{,}5} = 0{,}390.$
6. $m_{lim} = 0{,}22.$
7. $m > m_{lim}.$
8. $A'_a = \dfrac{(0{,}39 - 0{,}22)\, 250 \cdot 550^2 \cdot 9{,}5}{515 \cdot 300} = 791 \text{ mm}^2.$
9. $A_a = 0{,}25 \cdot 250 \cdot 550 \dfrac{9{,}5}{300} + 791 = 1\,879 \text{ mm}^2.$ $6 \varnothing 20 = 1\,884 \text{ mm}^2$

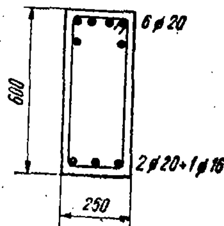
15. $A'_a\, min = 0{,}40 \cdot 1\,884 = 754 \text{ mm}^2.$

16. $A'_a = 791 > 754 \text{ mm}^2.$

17. $A'_a = 791 \text{ mm}^2.$ $2 \varnothing 20 + 1 \varnothing 16 = 829 \text{ mm}^2.$

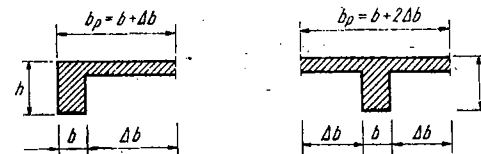
B. Pentru momentul pozitiv

1. $A_a(inf) = \dfrac{105 \cdot 10^6}{515 \cdot 300} = 680 \text{ mm}^2$
2. $A_a(inf)$ min. (v. operaţia 15) $= 754$ mm²
3. $A_a(inf) < A_a$(inf.) min.
4. $A_a(inf) = A_a$(inf) min $= 754$ mm²



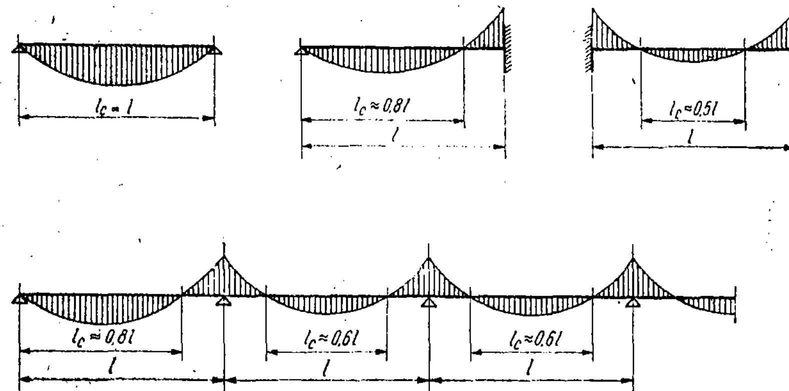
Dictează deci armarea pentru momentul negativ: A'_a(inf.) $= 829$ mm².

1	Încovoiere	Secţiuni în formă de T cu placa în zona comprimată
1.7	Stabilirea lăţimii active b_p a plăcii	



A. Se determină Δb în funcţie de distanţa l_c între punctele de moment nul ale grinzii:

$$\Delta b = \frac{1}{6}\, l_c$$



B. Plafonări ale lăţimii active b_p determinate conform pct. A:

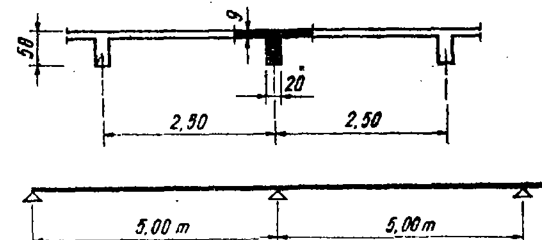
Grinzi independente sau cu placa în consolă		Grinzi de planşee nerigidizate prin grinzi transversale sau rigidizate prin grinzi la distanţe mai mari decît d		Grinzi de planşee rigidizate prin grinzi transversale la distanţe $\leqslant d$
h_p/h	b	h_p/h	b	b_p total = jumătate din lumina liberă între grinzile de rigidizare, dar cel puţin: $\Delta b \geqslant 6\,h_p$
$\geqslant 0,10$	$6\,h_p$	$< 0,10$	$6\,h_p$	
0,05—0,10	$3\,h_p$	$\geqslant 0,10$	Nu sînt plafonări faţă de pct. A	
$< 0,05$	0			

C. Se calculează lăţimea reală b_p^{real} a plăcii

Grinzi independente sau cu placa în consolă	Grinzi făcînd parte din planşee	*Observaţie.* În cazurile curente de grinzi de planşee la care axa neutră intră în placă la verificarea rezistenţei, se permite să se ia acoperitor în toate cazurile valorile de la grinzile independente.
b_p^{real}	$b_p^{real} = \frac{b_1 + b_2}{2}$	
D. b_p calculat conform pct. A şi B $\leqslant b_p^{real}$		

Exemple de calcul la schema 1.7

1) Să se calculeze lăţimea activă a plăcii pentru cîmpul marginal al grinzii continue din figură (grindă secundară curentă a unui planşeu monolit).



A) $l_c = 0,8\,l = 0,8 \cdot 5\,000 = 4\,000$ mm

$$\Delta b = \frac{1}{6}\,4\,000 = 666 \text{ mm}$$

$b_p \leqslant 200 + 2 \cdot 666 = 1\,532$ mm

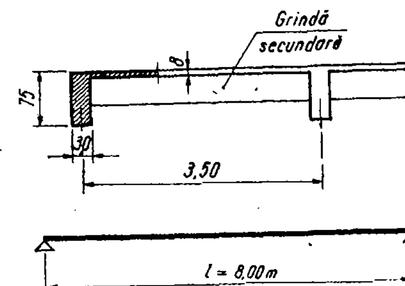
B) (Grindă nerigidizată prin grinzi transversale):

$h_p/h = \frac{90}{500} = 0,18 > 0,10$, deci nu sînt plafonări faţă de pct. A.

C) $b_p^{real} = 2\,500$ mm.

Dictează deci în acest caz condiţia A, care conduce la cea mai mică lăţime activă: b_p = **1 532 mm.**

2) Să se calculeze lăţimea activă a plăcii pentru grinda principală marginală de planşeu, simplu rezemată, din figură.



Lumina liberă între grinzile secundare: 2 300 mm.

A) $l_c = l = 8\,000$ mm; $\Delta b = \frac{1}{6}\,8\,000 = 1\,333$ mm; $b_p \leqslant 300 + 1\,333 = 1\,633$ mm.

B) (Grindă rigidizată prin grinzi transversale):

$\Delta b \geqslant 6h_p = 6 \cdot 80 = 480$ mm

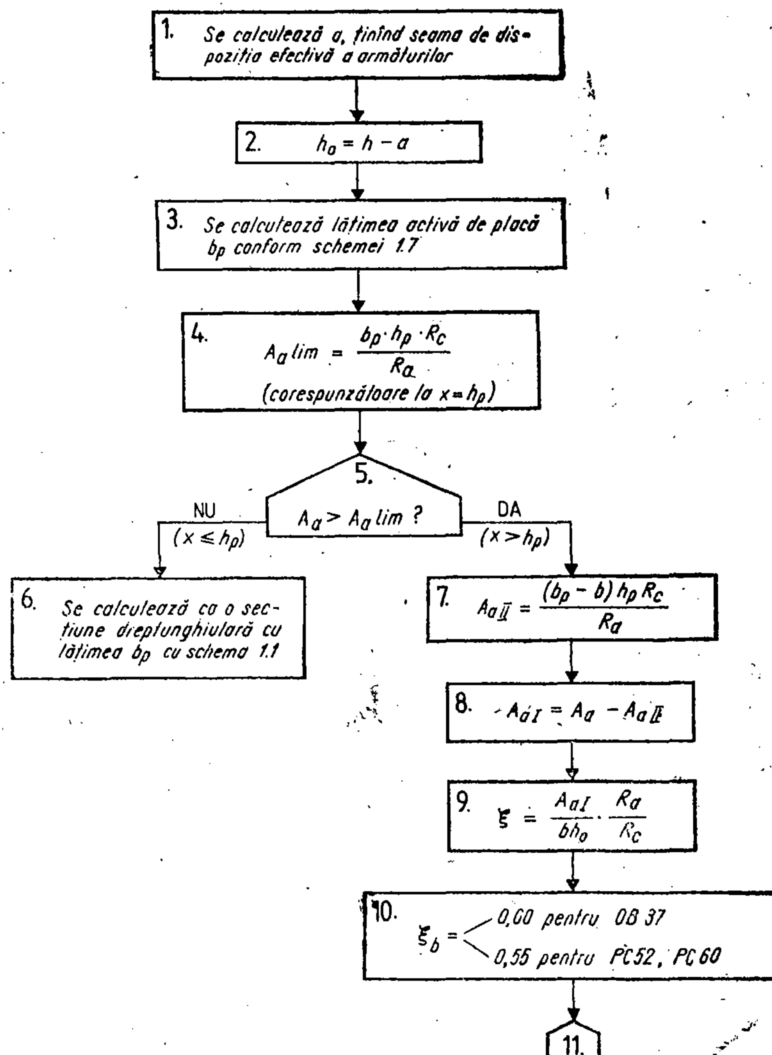
a. $b_p \geqslant 300 + 480 = 780$ mm.

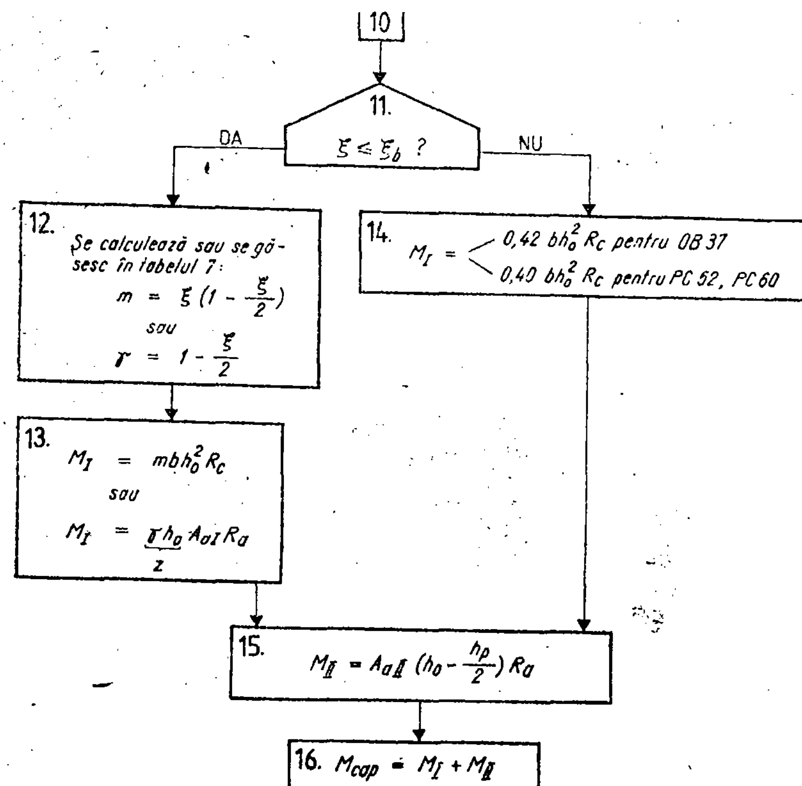
b. $b_p \leqslant \frac{1}{2}\,2\,300 = 1150$ mm.

C) $b_p^{real} = \frac{300}{2} + \frac{3\,500}{2} = 1\,900$ mm

Dictează deci în acest caz condiţia B.b, care conduce la cea mai mică lăţime activă: b_p = **1 150 mm.**

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ		
1	Încovoiere	Secţiuni în formă de T cu placa în zona comprimată
1.8	Determinarea capacităţii portante	Se dau: $b, h, b_p, h_p, A_a, R_c, R_a$ Se cere: M_{cap}





Observaţii

a. Cazul $A_a < A_a\, min = \frac{p_{min}}{100} bh_0$ nu intervine cînd axa neutră intră în inimă ($x > h_p$), deci nu este necesară o verificare în acest sens.

b. În cazul $x \leqslant h_p$, verificarea $p \geqslant p_{min}$ se face tot în raport cu bh_0 [operaţiile (11) ... (15) din schema 1.1].

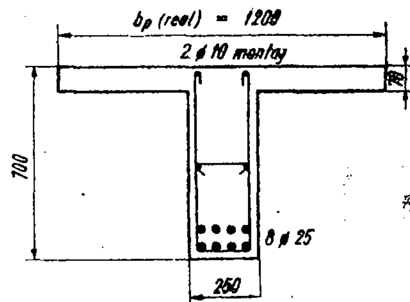
c. În cazul $x \leqslant h_p$, cînd calculul se face ca pentru o secţiune dreptunghiulară de lăţime b_p [vezi operaţia (6)], folosind schema 1.1, rezultă în raport cu $b_p h_0$ procente de armare foarte mici. În această situaţie, în operaţia (8) din schema 1.1 varianta cu folosirea coeficientului γ este preferabilă, dînd o aproximaţie mai bună decît cea cu folosirea coeficientului m, deoarece interpolarea în tabelul 7 se face între valori mai apropiate şi este astfel mai puţin supusă la erori.

d. Formulă simplificată pentru determinarea momentului capabil, admiţînd $z \approx h_0 - h_p/2$;:

$$M_{cap} \approx A_a R_a \left(h_0 - \frac{h_p}{2}\right)$$

Exemplul de calcul la schema 1.8

Să se calculeze momentul capabil al grinzii din figură. Grinda este independentă (nu face parte dintr-un planşeu monolit), simplu rezemată şi cu $l = 6{,}00$ m.



Beton: Bc 10, cazul c($R_c = 6{,}5$ N/mm²)

Oțel: OB 37 ($R_a = 210$ N/mm²)

$A_a = 8 \varnothing 25 = 3\,927$ mm².

1. $a = 25 + 25 + \frac{1}{2} 25 = \mathbf{63\ mm}$

2. $h_0 = 700 - 63 = 637$ mm.

3. A) $l_c = l = 6\,000$ mm; $\Delta b = \frac{6\,000}{6} = 1\,000$ mm;

$b_p \leqslant 250 + 2 \cdot 1\,000 = 2\,250$ mm;

B) $\frac{h_p}{h} = \frac{70}{700} = 0{,}10$; $\Delta b = 6 \cdot 70 = 420$ mm;

$b_p \leqslant 250 + 2 \cdot 420 = 1090$ mm;

C) $b_p(real) = 1\,200$ mm.

Dictează (B): $b_p = 1\,090$ mm.

4. $A_a\,lim = \frac{1\,090 \cdot 70 \cdot 6{,}5}{210} = 2\,362$ mm²

5. $A_a = 3\,297$ mm² $> A_a\,lim = 2\,362$ mm².

7. $A_{aII} = \frac{(1\,090 - 250)\,70 \cdot 6{,}5}{210} = 1\,820$ mm².

8. $A_{aI} = 3\,927 - 1\,820 = 2\,107$ mm²

9. $\xi = \frac{2\,107}{250 \cdot 637} \cdot \frac{210}{6{,}5} = 0{,}427$

10. $\xi_b = 0{,}60$

11. $\xi < \xi_b$

12. Se ia din tabelul 7: $\gamma = 0{,}786$ corespunzător la $\xi = \mathbf{0{,}427}$ sau se calculează:

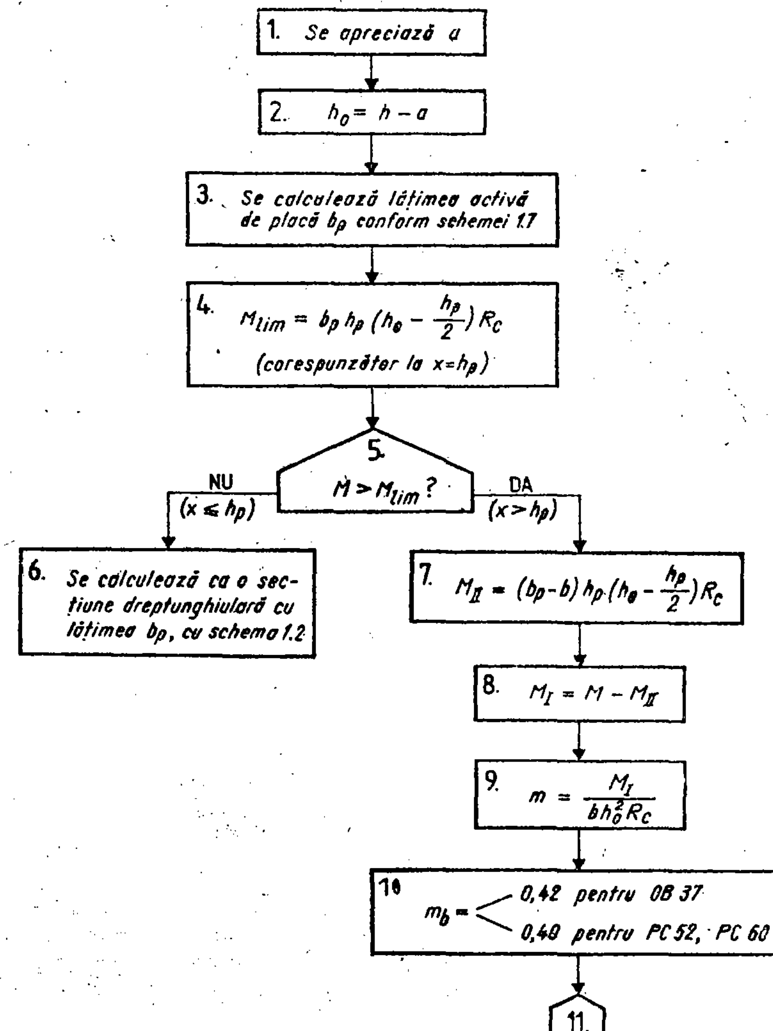
$$\gamma = 1 - \frac{0{,}427}{2} = 0{,}786$$

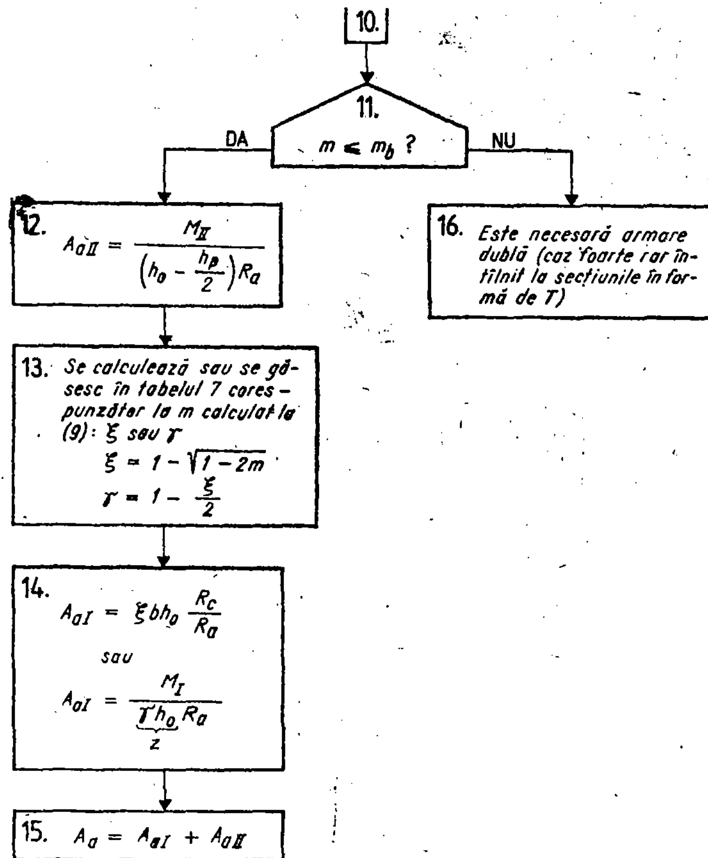
13. $M_I = 0{,}786 \cdot 637 \cdot 2\,107 \cdot 210 = 222 \cdot 10^6$ Nmm.

15. $M_{II} = 1\,820\left(637 - \frac{70}{2}\right)210 = 230 \cdot 10^6$ Nmm.

16. $M_{cap} = (222 + 230)\,10^6$ Nmm $= 452 \cdot 10^6$ Nmm $= \mathbf{452\ KNm}$

1	Încovoiere	Secțiuni în formă de T cu placa în zona comprimată
1.9	Dimensionarea armăturilor	Se dau: $b, h, b_p, h_p, R_c, R_a, M$ Se cere: A_a





Observații

a. Cazul $A_a < A_a min. = \dfrac{p_{min}}{100} bh_0$ nu intervine cînd axa neutră intră în inimă ($x > h_p$), deci nu este necesară o verificare în acest sens.

b. În cazul $x \leqslant h_p$, verificarea $p \geqslant p_{min}$ se face tot în raport cu bh_0 [operațiile (8) ... (11) din schema 1.2].

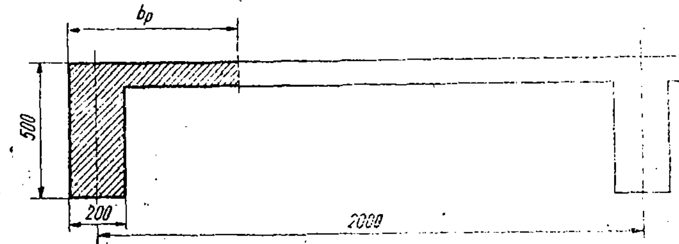
c. În cazul $x \leqslant h_p$, cînd calculul se face ca pentru o secțiune dreptunghiulară de lățime b_p [vezi operația (6)], folosind schema 1.2, rezultă în raport cu $b_p h_0$ procente de armare foarte mici. În această situație, în operația (7) din schema 1.2 varianta cu folosirea coeficientului γ este preferabilă, dînd o aproximație mai bună decît cea cu folosirea coeficientului m, deoarece interpolarea în tabelul 7 se face între valori mai apropiate și este astfel mai puțin supusă la erori.

d. Formulă simplificată pentru calculul secțiunii de armătură, admițînd $z \approx h_0 - h/2$:

$$A_a \approx \frac{M}{R_a(h_0 - h_p/2)}$$

Exemplul de calcul la schema 1.9

Să se armeze grinda secundară marginală de planșeu din figură. Grinda este continuă, cu $l = 5{,}00$ m. Se cere armarea într-un cîmp interior.



Beton: Bc 15, cazul c ($R_c = 9{,}5$ N/mm²)

Oțel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²)

$M = 200$ kNm $= 200 \cdot 10^6$ Nmm.

1. $a \approx 55$ mm (armătură pe două rînduri).
2. $h_0 = 500 - 55 = 445$ mm.

3. A) $l_c = 0{,}6 \cdot 5\,000 = 3\,000$ mm; $\Delta b = \dfrac{3\,000}{6} = 500$ mm

   $b_p = 200 + 500 = 700$ mm

   B) $h_p/h = 70/500 = 0{,}14 > 0{,}10$, deci nu intervin plafonări față de (A).

   C) b_p (real) $= \dfrac{200}{2} + \dfrac{2\,000}{2} = 1\,100$ mm.

Dictează (A): $b_p = 700$ mm.

4. $M_{lim} = 700 \cdot 70 \left(445 - \dfrac{70}{2}\right) 9{,}5 = 191 \cdot 10^6$ Nmm.

5. $M > M_{lim}$

7. $M_{II} = (700 - 200)\, 70 \left(445 - \dfrac{70}{2}\right) 9{,}5 = 136 \cdot 10^6$ Nmm.

8. $M_I = (200 - 136)\, 10^6 = 64 \cdot 10^6$ Nmm.

9. $m = \dfrac{64 \cdot 10^6}{200 \cdot 445^2 \cdot 9{,}5} = 0{,}170$

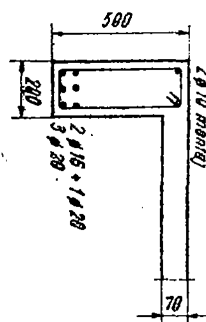
10. $m = 0{,}40$.

11. $m < m_b$.

12. $A_{aII} = \dfrac{136 \cdot 10^6}{\left(445 - \dfrac{70}{2}\right)300} = 1\,106 \text{ mm}^2$

13. Din tabelul 7, pentru $m = 0{,}170$, se găsește $\gamma = 0{,}906$, sau se calculează:

$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}170} = 0{,}188$ și:



$\gamma = 1 - \dfrac{0{,}188}{2} = 0{,}906$

14. $A_{aI} = \dfrac{64 \cdot 10^6}{0{,}906 \cdot 445 \cdot 300} = 529 \text{ mm}^2$

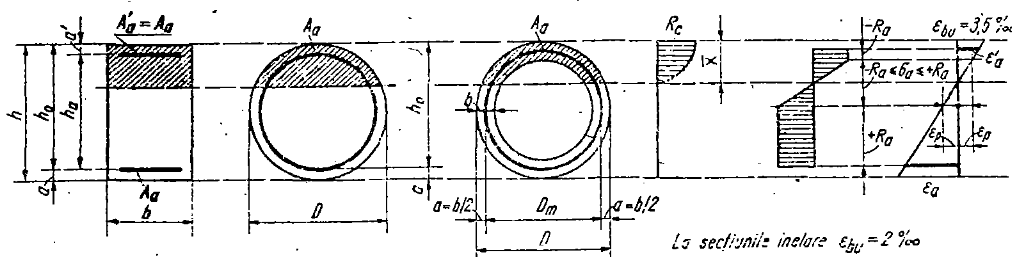
15. $A_a = 529 + 1\,106 = 1\,635 \text{ mm}^2$.
Armare efectivă: **4∅20 + 2∅16 = 1 658 mm²**.

STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ		
2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare, circulare și inelare
2.0	Notații — Diagrame de deformații specifice și eforturi unitare	

A. *Schema folosită la întocmirea tabelelor 9, 10, 11*
(secțiuni armate simetric)

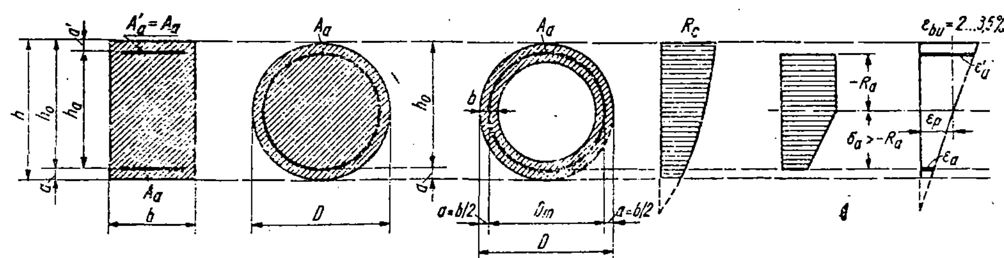
CAZUL I
de
compresiune
excentrică

$\xi = \dfrac{x}{h_0} \leqslant \xi_b$



CAZUL II
de
compresiune
excentrică

$\xi > \xi_b$



Observație. Tabelele 9, 10 și 11 servesc și pentru calculul la întindere excentrică (armare simetrică).

B. *Schema simplificată folosită în calculul manual (fără tabele)* pentru secțiuni dreptunghiulare armate nesimet c

CAZUL I
($\varepsilon_a \geq \varepsilon_{ap}$)
$\xi \leq \frac{2a'}{h_0}$

CAZUL I
($\varepsilon_a \geq \varepsilon_{ap}$)
$\frac{2a'}{h_0} \leq \xi \leq \xi_b$

CAZUL II
($\varepsilon_a < \varepsilon_{ap}$)
$\xi_b \geq \xi \geq 0{,}8$

CAZUL II
($\varepsilon_a < \varepsilon_{ap}$)
$\xi > 0{,}8$

N = efortul axial de calcul

M = momentul încovoietor de calcul, rezultat din calculul structurii

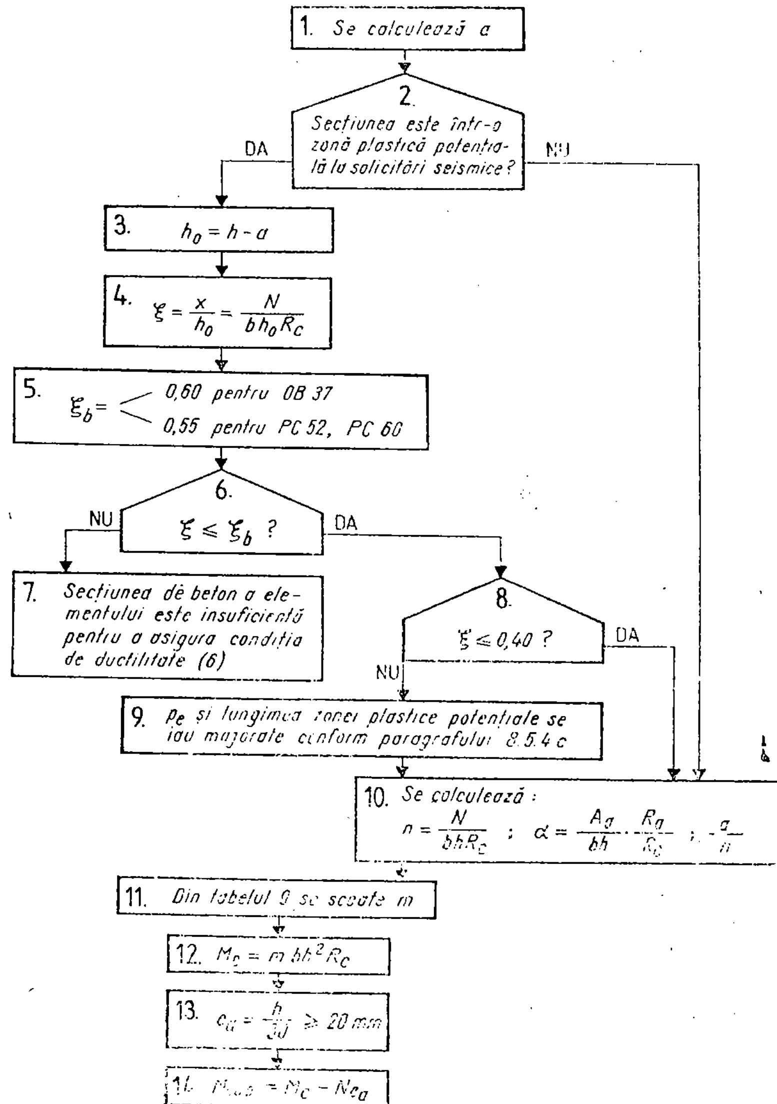
$e_0 = M/N$

e_a (excentricitatea adițională) $= \frac{h}{30} \geq 20$ mm

M_c (momentul corectat) $= N(e_0 + e_a)$

$M_a = Ne = N\left(e_0 + e_a + \frac{h_a}{2}\right)$

2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilităţii	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric
2.1	Determinarea capacităţii portante	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, A_a = A'_a$ Se cere: M_{cap}



Observaţie

Cînd M_{cap} se determină în vederea unei analize a structurii în domeniul post-elastic la solicitări seismice, R_c şi R_a se înlocuiesc cu $\bar{R}_c = 1,75\ R_c$ şi $\bar{R}_a = 1,35\ R_a$.

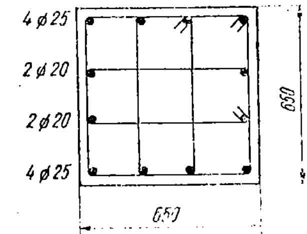
Exemplul de calcul la schema 2.1

Să se calculeze momentul capabil pentru stîlpul din beton armat monolit cu secţiunea din figură, încărcat cu $N = 1\,000$ kN $= 1\,000\,000$ N. Secţiunea se află într-o zonă plastică potenţială la solicitări seismice.

Beton: Bc 15, cazul b (stîlp turnat în poziţie verticală ($R_c = 8,0$ N/mm²)

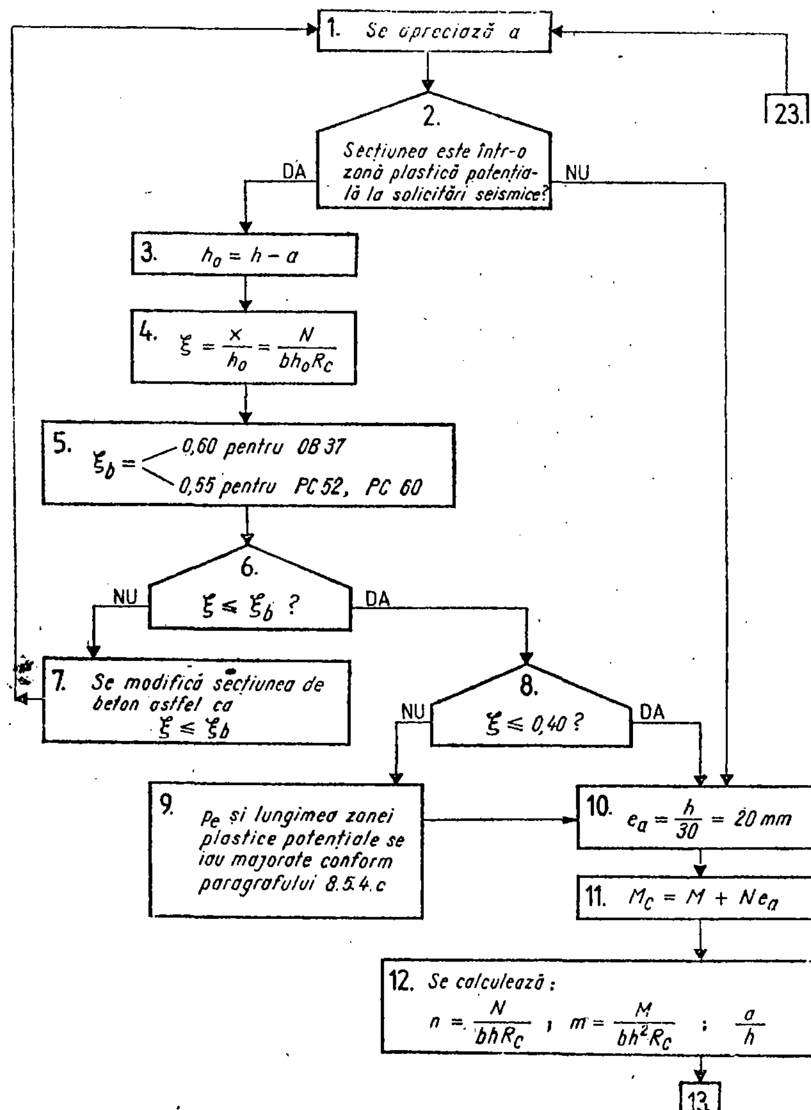
Oţel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²);

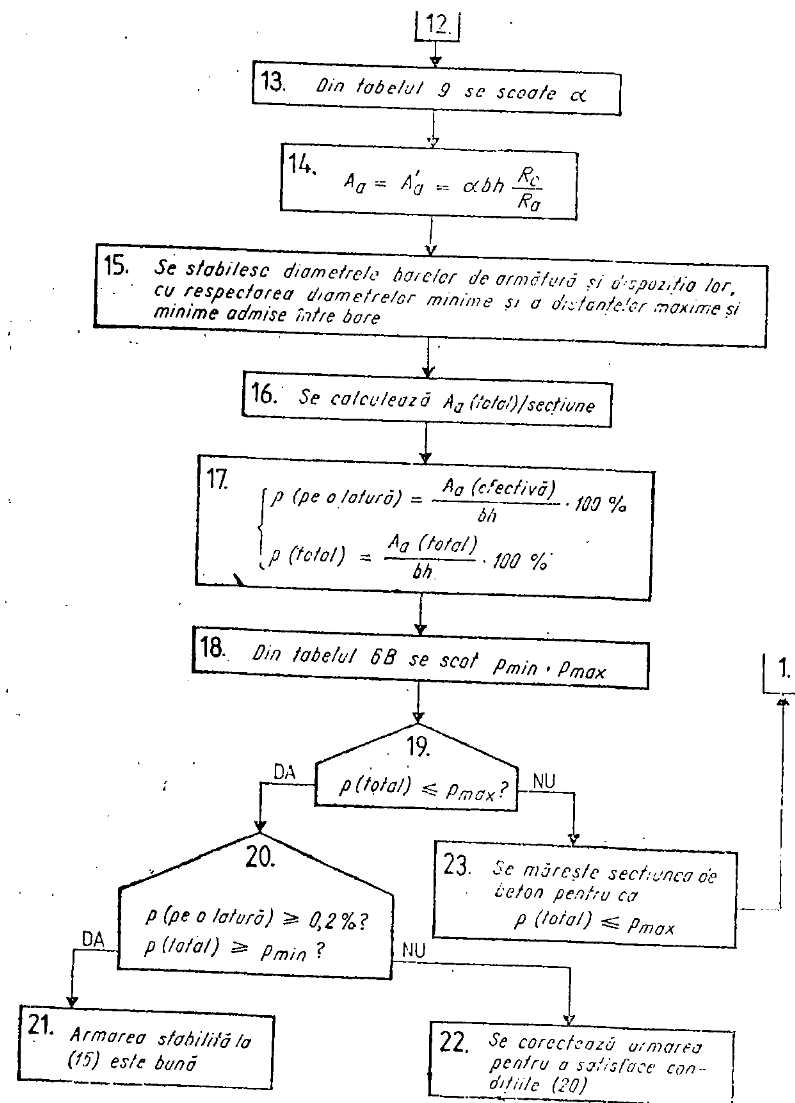
$A_a = A'_a = 4\varnothing 25 = 1\,963$ mm².



1. $a = 25 + \frac{25}{2} \approx 38$ mm.
2. Da.
3. $h_0 = 650 - 38 = 612$ mm.
4. $\xi = \frac{1\,000\,000}{650 \cdot 612 \cdot 8,0} = 0,314$
5. $\xi_b = 0,55$
6. $\xi = 0,314 < 0,55$
8. $\xi = 0,314 < 0,40$
10. $n = \frac{1\,000\,000}{(650)^2\,8,0} = 0,296$; $\alpha = \frac{1963}{650^3} \cdot \frac{300}{8,0} = 174$; $\frac{a}{h} = \frac{38}{650} = 0,058$
11. Din tabelul 9 A ($a/h = 0,05$) se găseşte $m = 0,260$.
12. $M_c = 0,260 \cdot 650^3 \cdot 8,0 = 571 \cdot 10^6$ Nmm $= 571$ kNm.
13. $e_a = \frac{650}{30} = 22$ mm $= 0,022$ m.
14. $M_{cap} = 571 - 1\,000 \cdot 0,022 =$ **549 kNm**

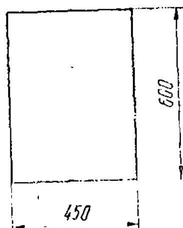
2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilităţii	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric
2.2	Dimensionarea armăturilor	Se dau: b, h, R_c, R_a, N, M Se cer: $A_a = A'_a$





Exemplul de calcul la schema 2.2

Să se armeze stîlpul din beton armat prefabricat avînd secţiunea din figură (stilp interior). Secţiunea se află într-o zonă plastică potenţială la solicitări seismice.



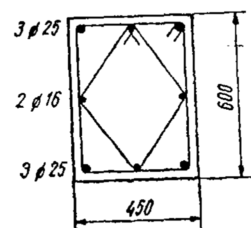
$N = 400$ kN $= 400\,000$ N;

$M = 350$ kNm $= 350 \cdot 10^6$ Nmm;

Beton: Bc 20, cazul c (stîlp turnat în poziție orizontală) ($R_c = 12{,}5$ N/mm²)

Oțel: Pc 60 ($R_a = 350$ N/mm²).

1. $a \approx 40$ mm.
2. Da.
3. $h_0 = 600 - 40 = 560$ mm.
4. $\xi = \dfrac{400\,000}{450 \cdot 560 \cdot 12{,}5} = 0{,}127$
5. $\xi_b = 0{,}55$
6. $\xi = 0{,}127 < 0{,}55$
8. $\xi = 0{,}127 < 0{,}40$
10. $e_a = \dfrac{600}{30} = 20$ mm $= 0{,}02$ m
11. $M_c = 350 + 400 \cdot 0{,}02 = 358$ kNm $= 358 \cdot 10^6$ Nmm.
12. $n = \dfrac{400\,000}{450 \cdot 600 \cdot 12{,}5} = 0{,}12$; $m = \dfrac{358 \cdot 10^6}{450 \cdot 600^2 \cdot 12{,}5} = 0{,}177$; $\dfrac{a}{h} = \dfrac{40}{600} = 0{,}067$
13. Din tabelul 9 B ($a/h = 0{,}075$) se scoate $\alpha = 0{,}148$.
14. $A_a = A'_a = 0{,}148 \cdot 450 \cdot 600 \dfrac{12{,}5}{350} = 1\,427$ mm². $3\varnothing25 = 1\,473$ mm²
15. Se stabilește armarea din figură (barele intermediare $2\varnothing16$ se presupun rezultate din calculul la moment încovoietor după cealaltă direcție).

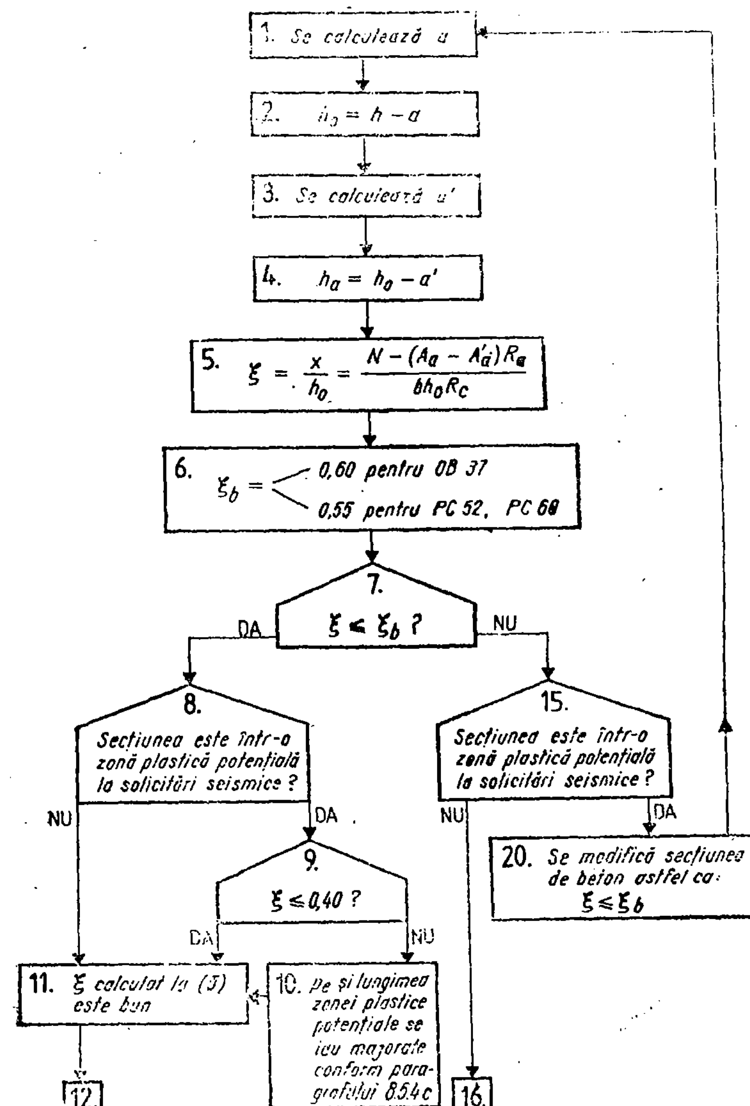


16. A_a (total) $= 6\varnothing25 + 2\varnothing16 = 3\,347$ mm²
17. p (pe o latură) $= \dfrac{1\,473}{450 \cdot 600} 100\% = 0{,}54\%$

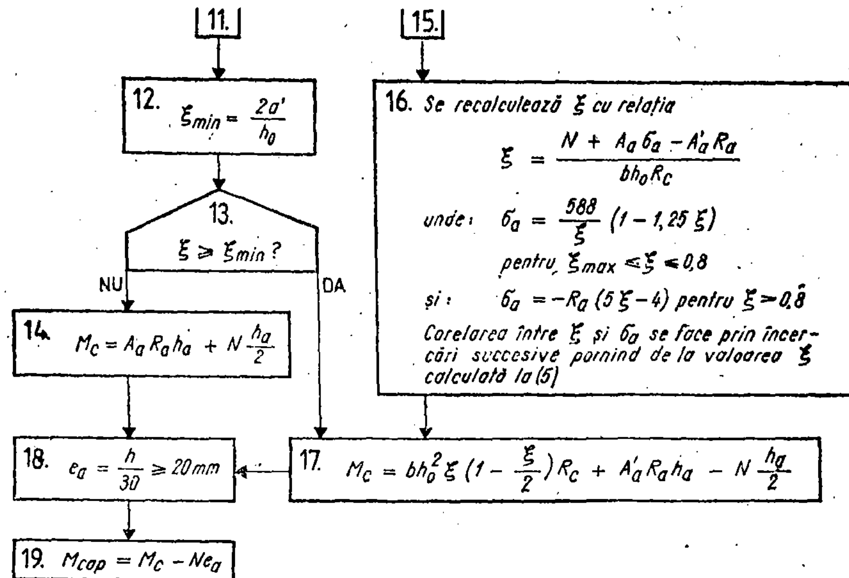
    p (total) $= \dfrac{3\,347}{450 \cdot 600} 100\% = 1{,}24\%$
18. Din tabelul 6 B se găsește $p_{min} = 0{,}6\%$; $p_{max} = 2\%$.
19. p (total) $= 1{,}24\% < 2\%$
20. p (pe o latură) $= 0{,}54\% > 0{,}2\%$

    p (total) $= 1{,}24\% < 0{,}6\%$
21. Armarea stabilită la (15) este bună.

2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare armate nesimetric
2.3	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, A_a, A'_a, R_c, R_a, N$ Se cere: M_{cap}



Schema 2.3. (continuare)



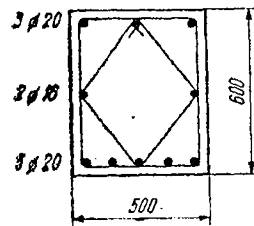
Observații

a. Dacă $A'_a > A_a$, se aplică direct relația (14), deci ordinea operațiilor este: (1) ... (4), (14), (18), (19).

b. Cînd M_{cap} se determină în vederea unei analize a structurii în domeniul post-elastic, R_c și R_a se înlocuiesc cu $\bar{R}_c = 1{,}75\, R_c$ și $\bar{R}_a = 1{,}35\, R_a$.

Exemple de calcul la schema 2.3

I. Să se calculeze momentul pozitiv capabil pentru stîlpul din beton armat monolit cu secțiunea din figură, încărcat cu $N = 800$ kN $=$ $= 800\,000$ N. Secțiunea nu este situată într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice.



Beton: Bc 15, cazul b (stîlp turnat în poziție verticală) ($R_c = 8{,}0$ N/mm²);

Oțel: Pc 52 ($R_a = 300$ N/mm²);

$A_a = 5\varnothing 20 = 1\,571$ mm²; $A'_a = 3\varnothing 20 =$ $= 942$ mm².

1. $a = 25 + \frac{20}{2} = 35$ mm.

2. $h_0 = 600 - 35 = 565$ mm.

3. $a' = a = 35$ mm.

4. $h_a = 565 - 35 = 530$ mm.

5. $\xi = \frac{800\,000 + (1\,571 - 942)\,300}{500 \cdot 565 \cdot 8{,}0} = 437$

6. $\xi_b = 0{,}55$

7. $\xi = 0{,}437 < 0{,}55.$

8. Nu.

11. $\xi = 0{,}437.$

12. $\xi_{min} = \frac{2 \cdot 35}{565} = 0{,}124.$

13. $\xi = 0{,}437 > 0{,}124.$

17. $M_c = 500 \cdot 565^2 \cdot 0{,}437\left(1 - \frac{0{,}437}{2}\right) 8{,}0 + 942 \cdot 300 \cdot 530 -$

$- 800\,000 \frac{530}{2} = 374 \cdot 10^6$ Nmm $= 374$ kNm.

18. $e_a = \frac{600}{30} = 20$ mm $= 0{,}02$ m

19. $M_{cap} = 374 - 800 \cdot 0{,}02 =$ **356 kNm**

II. Să se calculeze momentul pozitiv capabil pentru același stîlp, cînd $N = 1\,600$ kN $= 1\,600\,000$ N.

1—4. La fel ca mai sus.

5. $\xi = \frac{1\,600\,000 + (1\,571 - 942)\,300}{500 \cdot 565 \cdot 8{,}0} = 0{,}791$

6. $\xi_b = 0{,}55$

7. $\xi = 0{,}791 > 0{,}55.$

15. Nu.

16. Prin încercări succesive se ajunge la $\xi = 0{,}676 < 0{,}8.$

$$\sigma_a = \frac{588}{0{,}676}(1 - 1{,}25 \cdot 0{,}676) = 135 \text{ N/mm}^2$$

Verificare: $\xi = \frac{1\,600\,000 + 1\,571 \cdot 135 - 942 \cdot 300}{500 \cdot 565 \cdot 8{,}0} = 0{,}676$

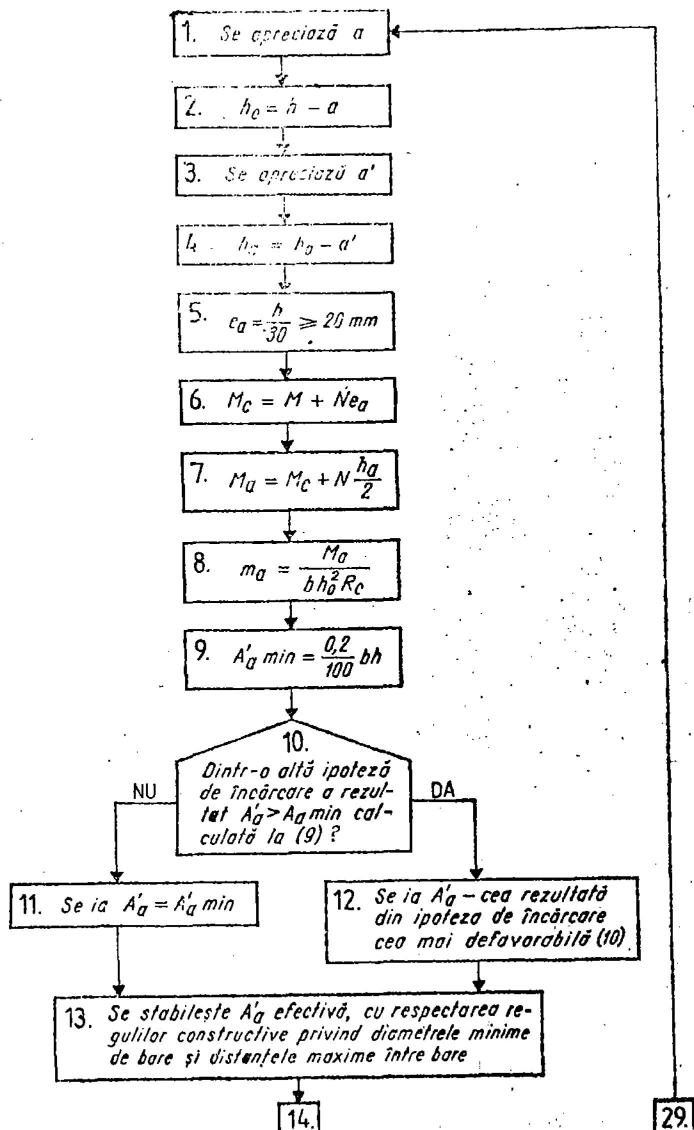
17. $M_c = 500 \cdot 565^2 \cdot 0{,}676\left(1 - \frac{0{,}676}{2}\right) 8{,}0 + 942 \cdot 300 \cdot 530 -$

$- 1\,600\,000 \frac{530}{2} = 297 \cdot 10^6$ Nmm $= 297$ kNm.

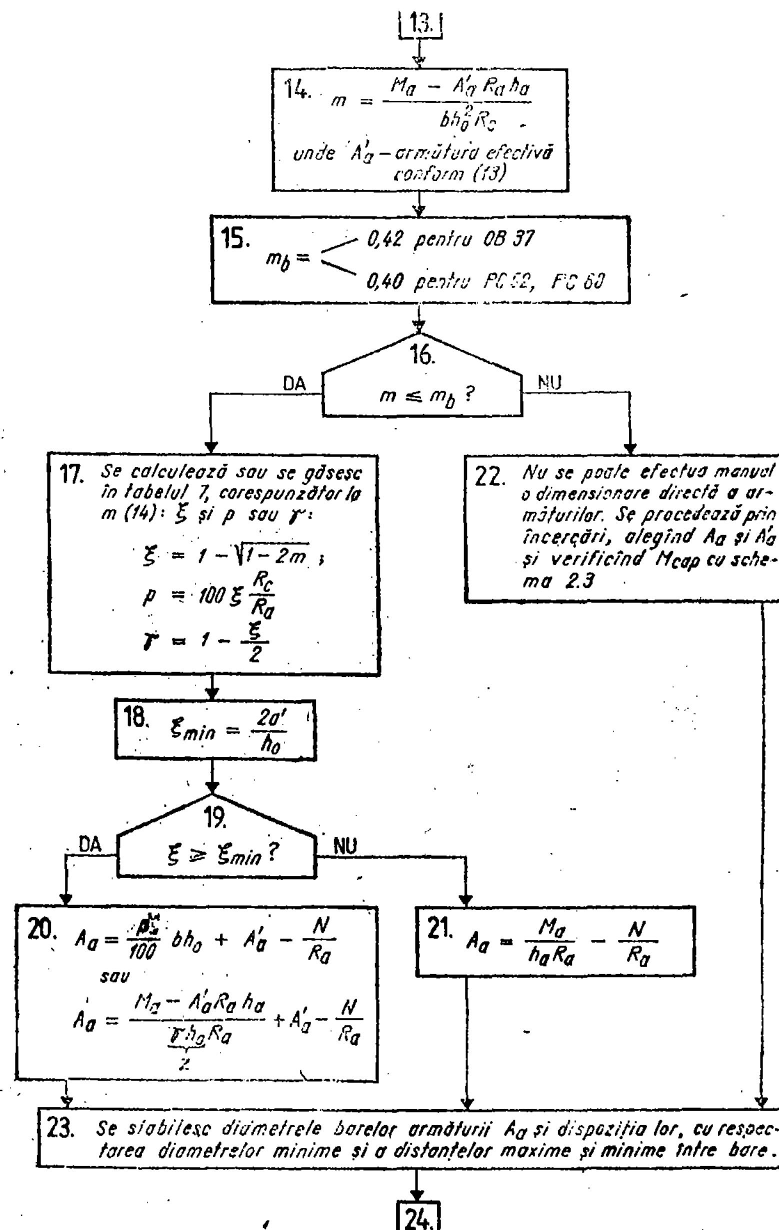
18. $e_a = 0{,}02$ m la fel ca în exemplul precedent.

19. $M_{cap} = 297 - 800 \cdot 0{,}02 =$ **281 kNm**

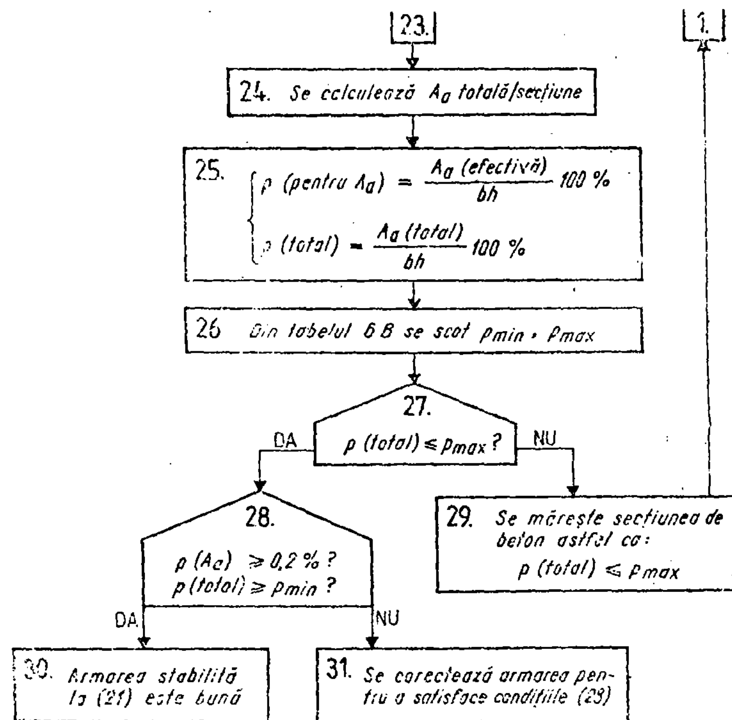
2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilității	Secțiuni dreptunghiulare armate nesimetric
2.4	Dimensionarea armăturilor pentru secțiuni nesituate în zone plastice potențiale la solicitări seismice	Se dau: b, h, R_c, R_a, N, M Se cer: A_a, A'_a



Schema 2.4. (continuare)



Schema 2.4. (continuare)



Observații

a. La (28) se verifică $p \geqslant 0{,}2\%$ numai pentru armătura A_a, deoarece pentru A'_a s-a pus anterior (9) condiția $p' \geqslant 0{,}2\%$.

b. În situația (22), în special la momente alternante, este de regulă mai rațională o armare simetrică. În acest caz se trece la schema 2.2.

Exemplu de calcul la schema 2.4

Să se armeze nesimetric stîlpul din exemplul de calcul la schema 2.2, în condițiile cînd stîlpul nu este participant la o structură antiseismică.

1. $a \approx 38$ mm (bare $\varnothing$ 25).

2. $h_0 = 600 - 38 = 562$ mm.

3. $a' \approx 33$ mm (bare $\varnothing$ 16).

4. $h_a = 562 - 33 = 529$ mm.

5. $e_a = \dfrac{600}{30} = 20 \text{ mm} = 0{,}02$ m.

6. $M_c = 350 + 400 \cdot 0{,}02 = 358$ kNm.

7. $M_a = 358 + 400\,\dfrac{0{,}529}{2} = 463{,}8 \text{ kNm} = 463{,}8 \cdot 10^6$ Nmm.

8. $m_a = \dfrac{463{,}8 \cdot 10^6}{450 \cdot 562^2 \cdot 12{,}5} = 0{,}261$.

9. $A'_a \text{ min.} = \dfrac{0{,}2}{100}\, 450 \cdot 600 = 540 \text{ mm}^2$

10. Nu.

11. Se ia $A'_a = A'_a \text{ min} = 540 \text{ mm}^2$

13. $A'_a = 3 \varnothing 16 = 603 \text{ mm}^2$

14. $m = \dfrac{463{,}8 \cdot 10^6 - 603 \cdot 350 \cdot 529}{450 \cdot 562^2 \cdot 12{,}5} = 0{,}198$

15. $m_b = 0{,}40$

16. $m = 0{,}198 < 0{,}40$.

17. Din tabelul 7, pentru $m = 0{,}198$, se găsesc $\xi = 0{,}224$ și $\gamma = 0{,}888$.

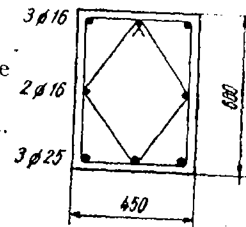
18. $\xi_{min} = \dfrac{2 \cdot 33}{562} = 0{,}117$

19. $\xi = 0{,}224 > 0{,}117$.

20. $A_a = \dfrac{463{,}8 \cdot 10^6 - 603 \cdot 350 \cdot 529}{0{,}888 \cdot 562 \cdot 350} + 603 - \dfrac{400\,000}{350} = 1\,477 \text{ mm}^2$

23. $A_a = 3 \varnothing 25 = 1\,473 \text{ mm}^2$. Dispoziția armăturilor este cea din figură.

24. A_a (total) $= 3 \varnothing 25 + 5 \varnothing 16 = 2\,478 \text{ mm}^2$



25. $A_a > A'_a > \dfrac{0{,}2}{100}\, bh$ deci verificarea p (pe o latură) $\geqslant 0{,}2\%$ nu mai este necesară.
$p \text{ (total)} = \dfrac{2\,478}{450 \cdot 600}\, 100\,\% = 0{,}92\,\%$

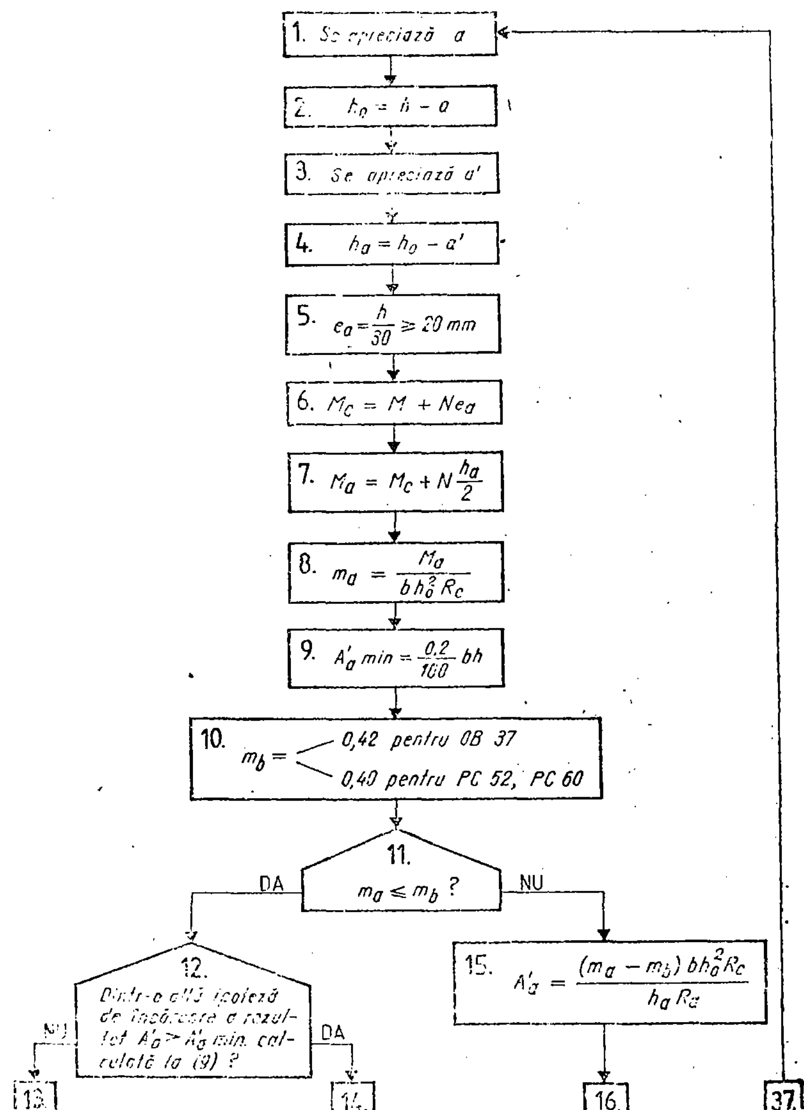
26. Din tabelul 6 B se găsește: $p_{min} = 0{,}4\%$; $p_{max} = 2\%$.

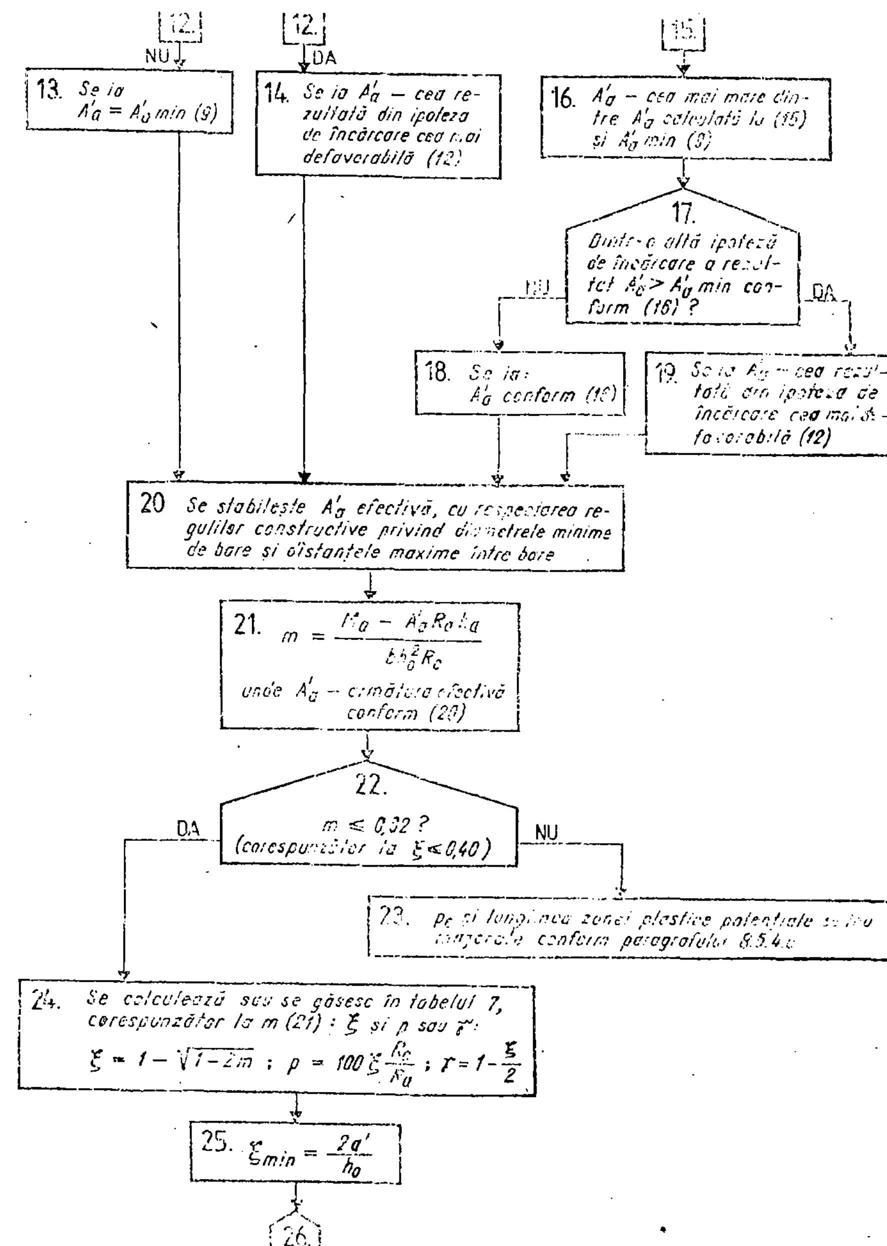
27. p (total) $= 0{,}92\% < 2\%$.

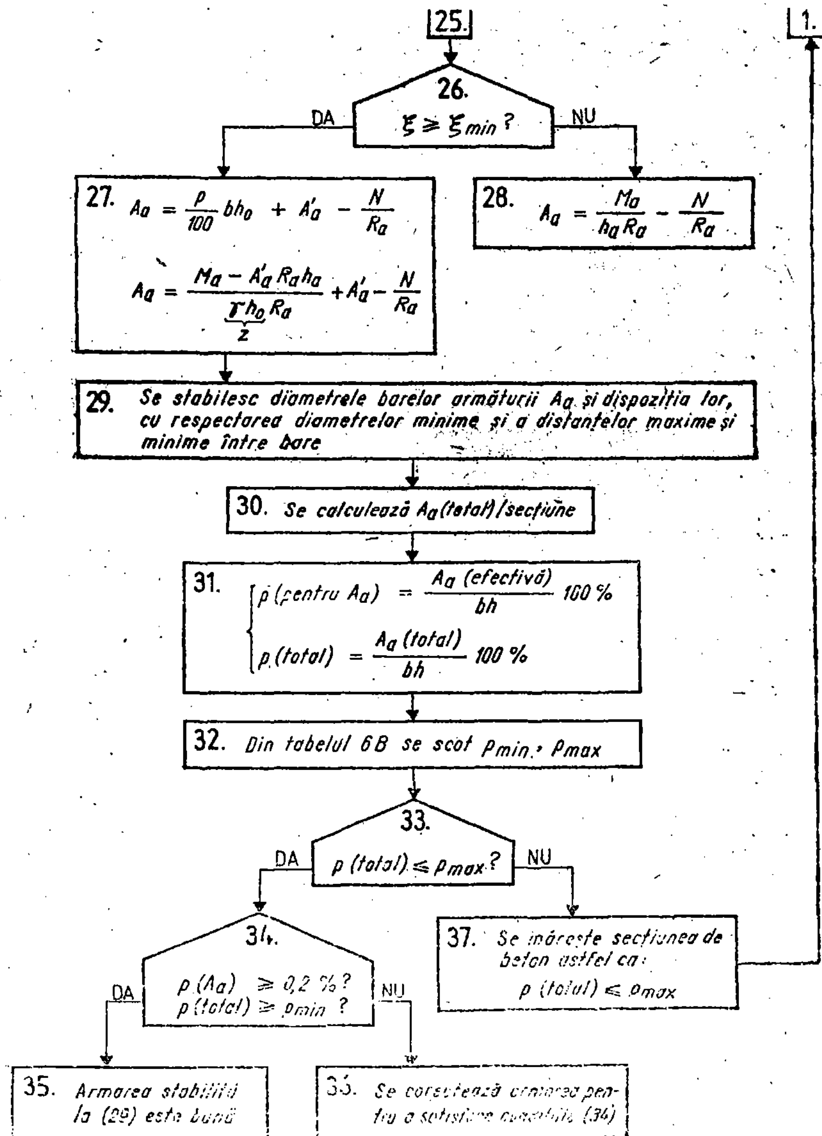
28. p (total) $= 0{,}92 > 0{,}4\%$.

30. Armarea stabilită la (23) este bună.

2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilității	Secţiuni dreptunghiulare armate nesimetric
2.5	Dimensionarea armăturilor pentru secţiuni situate în zone plastice potenţiale la solicitări seismice	Se dau: b, h, R_c, R_a, N, M Se cer: A_a, A'_a





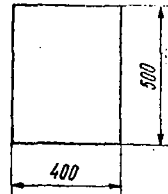


Observație.

La (34) se verifică $p \geq 0,2\%$ numai pentru armătura A_a, deoarece pentru A'_a s-a pus anterior (9) condiția $p' \geq 0,2\%$.

Exemplul de calcul la schema 2.5

Să se armeze stîlpul din beton armat prefabricat avînd secțiunea din figură (stîlp marginal). Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice. Grad seismic: 8. Din alte ipoteze de încărcare: $A'_a = 520$ mm².



$N = 1000$ kN $= 1\,000\,000$ N; $M = 310$ kNm $= 310 \cdot 10^6$ Nmm

Beton: Bc 20, cazul c (stîlp turnat în poziție orizontală) ($R_c = 12,5$ N/mm²)

Oțel: PC 60 ($R_a = 350$ N/mm²).

1. $a \approx 35$ mm
2. $h_0 = 500 - 35 = 465$ mm
3. $a' \approx 35$ mm
4. $h_a = 465 - 35 = 430$ mm
5. $e_a = \frac{500}{30} = 17 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \rightarrow e_a = 20 \text{ mm} = 0,02$ m
6. $M_c = 310 + 1\,000 \cdot 0,02 = 330$ kNm
7. $M_a = 330 + 1\,000 \frac{0,43}{2} = 545 \text{ kNm} = 545 \cdot 10^6$ Nmm
8. $m_a = \frac{545 \cdot 10^6}{400 \cdot 465^2 \cdot 12,5} = 0,504$
9. $A'_a \min = \frac{0,2}{100} 400 \cdot 500 = 400$ mm²
10. $m_b = 0,40$
11. $m_a = 0,504 > 0,40$
15. $A'_a = \frac{(0,504 - 0,40)\, 400 \cdot 465^2 \cdot 12,5}{430 \cdot 350} = 747$ mm²
16. $A'_a = 747 > A'_a \min = 400$ mm²
17. Din alte ipoteze de încărcare: $A'_a = 520$ mm²

$$A'_a = 747 > 520 \text{ mm}^2$$

18. $A'_a = 747$ mm²
20. A'_a efectivă $= 4 \varnothing 16 = 804$ mm²
21. $m = \frac{545 \cdot 10^6 - 804 \cdot 350 \cdot 430}{400 \cdot 465^2 \cdot 12,5} = 0,392$

22. $m = 0{,}392 > 0{,}32$

23. Da.

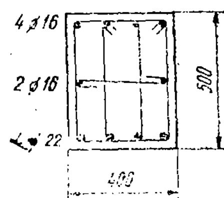
24. Din tabelul 7, pentru $m = 0{,}392$, se găsesc: $\xi = 0{,}535$ şi $\gamma = 0{,}732$

25 — 26. Se poate trece peste această verificare, întrucît în mod evident $\xi > \xi_{min}$.

27. $A_a = \dfrac{545 \cdot 10^6 - 804 \cdot 350 \cdot 430}{0{,}732 \cdot 465 \cdot 350} + 804 - \dfrac{1{,}00 \cdot 10^6}{350} = 1\ 506\ \text{mm}^2$

29. A_a efectivă $= 4 \varnothing\ 22 = 1\ 520\ \text{mm}^2$

Dispoziţia armăturilor este cea din figură.



30. A_a (total) $= 4 \varnothing\ 22 + 6 \varnothing\ 16 = 2\ 726\ \text{mm}^2$

31. $\begin{cases} p(A_a) > p'(A'_a) > 0{,}2\% \text{ de la (9)}; \\ p\ (\text{total}) = \dfrac{2\ 726}{400 \cdot 500}\ 100\ \% = 1{,}36\ \% \end{cases}$

32. Din tabelul 6 B se scot: $p_{min} = 0{,}7\%$, $p_{max} = 2\%$.

33. p (total) $= 1{,}36\% < 2\%$

34. p (total) $= 1{,}36\% > 0{,}7\%$

35. Armarea stabilită la (29) este bună.

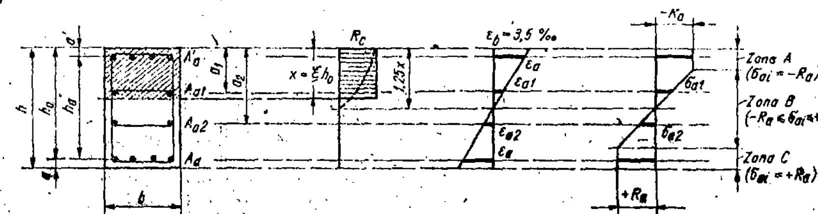
2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilităţii	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
2.6	Determinarea capacităţii portante ţinînd seama şi de influenţa armăturilor intermediare	Se dau: $b, h, A_a, A'_a, A_{ai}, a_i, R_c, R_a, N$ Se cere: M_{cap}

Observaţie preliminară

Calculul capacităţii portante la compresiune excentrică ţinînd seama şi de influenţa armăturilor intermediare are un caracter mai laborios, întrucît nu se poate efectua decît prin încercări succesive. De aceea se recomandă să fie folosit numai în cazurile cînd această influenţă devine semnificativă, adică la elementele cu numeroase bare distribuite pe înălţimea inimii, cum sînt stîlpii cu secţiuni mari, cu cîte 5—6 bare pe fiecare latură, sau diafragmele cu armare verticală continuă pe inimă.

Schema 2.6 a fost dată exemplificativ, limitată la cazul I de compresiune excentrică ($\xi \leqslant \xi_b$).

Pentru diafragme, la care influenţa armăturilor verticale de pe inimă asupra momentului capabil este mai importantă şi se ia în considerare în mod curent, calcule similare sînt date în lucrarea [10], vol. II (exemplele de calcul 11 ... 14, pag. 38 ... 51).



Notaţii suplimentare

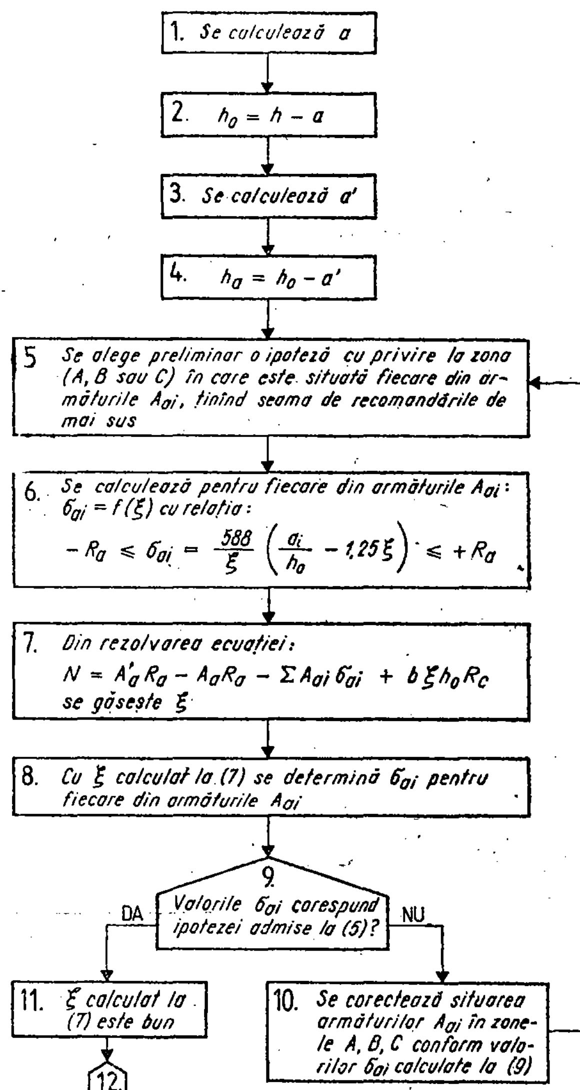
$A_{ai}(A_{a1}, A_{a2} ...)$ — ariile secţiunilor armăturilor intermediare;

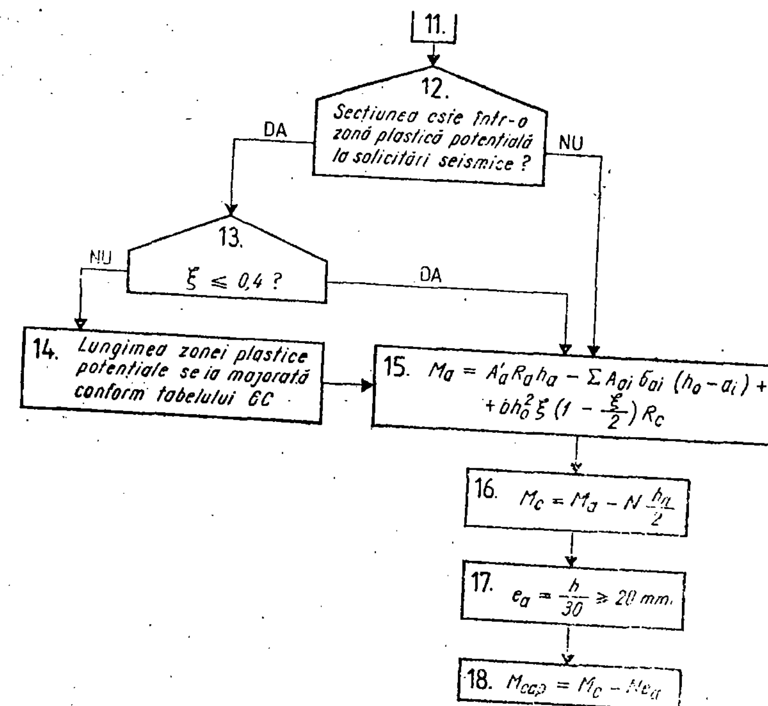
$a_i(a_1, a_2 ...)$ — distanţele de la centrele lor de greutate pînă la marginea comprimată a secţiunii;

$\sigma_{ai}(\sigma_{a1}, \sigma_{a2} ...)$ — eforturile unitare în armăturile A_{ai}.

$$-R_a \leqslant \sigma_{ai} = \frac{588}{\xi}\left(\frac{a_i}{h_0} - 1{,}25\,\xi\right) \leqslant +R_a$$

De la începutul calculului nu se cunoaşte în ce zonă (A, B sau C din figură) sînt situate armăturile intermediare. Din acest motiv, calculul se efectuează prin încercări succesive. Pentru reducerea la minimum a numărului de încercări necesare, se recomandă să se înceapă cu ξ calculat fără a ţine seama de influenţa armăturilor intermediare şi să se ia înălţimea zonei A egală cu $\approx 0{,}65\ \xi$ şi înălţimea zonei B egală cu $\approx 1{,}20\ \xi$.





Observaţie

Întrucît s-a precizat de la început că schema 2.6 s-a dat numai pentru cazul I de compresiune excentrică ($\xi \leq \xi_b$), verificarea $\xi \leq \xi_b$ nu mai este inclusă în schemă.

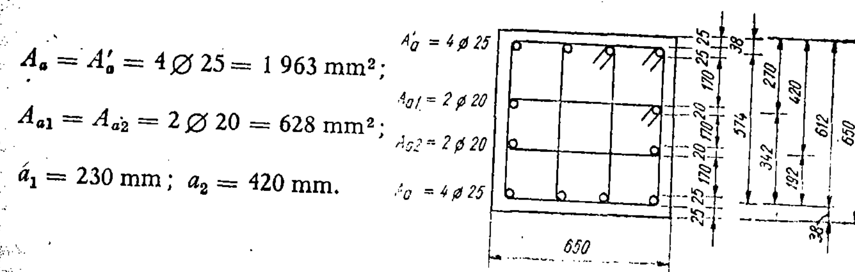
Exemplu de calcul la schema 2.6

Se recalculează momentul capabil al stîlpului din exemplul de calcul la schema 2.1, cu luarea în considerare a influenţei armăturilor intermediare. Poziţiile lor sînt arătate în figură.

$A_a = A'_a = 4 \varnothing 25 = 1\,963\ \text{mm}^2;$

$A_{a1} = A_{a2} = 2 \varnothing 20 = 628\ \text{mm}^2;$

$a_1 = 230$ mm; $a_2 = 420$ mm.



1. $a = 25 + \frac{25}{2} \approx 38$ mm

2. $h_0 = 650 - 38 = 612$ mm

3. $a' = a = 38$ mm

4. $h_a = 612 - 38 = 574$ mm

5. Prin incercări, s-a stabilit că A_{a1} este situată în zona (B), iar A_{a2} în zona (C).

6. $$\begin{cases} \sigma_{a1} = \frac{588}{\xi}\left(\frac{230}{612} - 1,25\,\xi\right) = \left(\frac{221}{\xi} - 735\right) \text{N/mm}^2 \\ \sigma_{a2} = R_a = 300 \text{ N/mm}^2. \end{cases}$$

7. Armarea fiind simetrică, $A'_a R_a - A_a R_a = 0$ şi ecuaţia se reduce la:

$$1\,000\,000 = -628\left(\frac{221}{\xi} - 735\right) - 628 \cdot 300 + 650\,\xi \cdot 612 \cdot 8,0$$

sau: $\xi^2 - 0,228\,\xi - 0,044 = 0$. Rezultă: $\xi = 0,353$.

8. $\sigma_{a1} = \frac{221}{0,353} - 735 = -109$ N/mm² (compresiune)

Dacă A_{a2} ar fi fost situată tot în zona (B), am fi avut:

$$\sigma_{a2} = \frac{588}{0,353}\left(\frac{420}{612} - 1,25 \cdot 0,353\right) = 408 \text{ N/mm}^2 > R_a$$

Deci: $-300 \leq \sigma_{a1} = -109 \leq +300$ [se confirmă că A_{a1} se află în zona (B)].

$\sigma_{a2} > R_a$ deci se confirmă că A_{a2} se află în zona (C).

11. $\xi = 0,353$.

12. Da.

13. $\xi = 0,353 < 0,40$.

15. $M_a = 1\,963 \cdot 300 \cdot 574 + 628 \cdot 109 \cdot 342 - 628 \cdot 300 \cdot 192 + 650 \times$

$$\times\, 612^2 \cdot 0,353\left(1 - \frac{0,353}{2}\right) 8,0 = 891,4 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = 891,4 \text{ kNm}.$$

16. $M_c = 891,4 - 1\,000 \frac{0,574}{2} = 604,4$ kNm.

17. $e_a = \frac{650}{30} = 22$ mm $= 0,022$ m.

18. $M_{cap} = 604,4 - 1\,000 \cdot 0,022 = 582,4$ kNm.

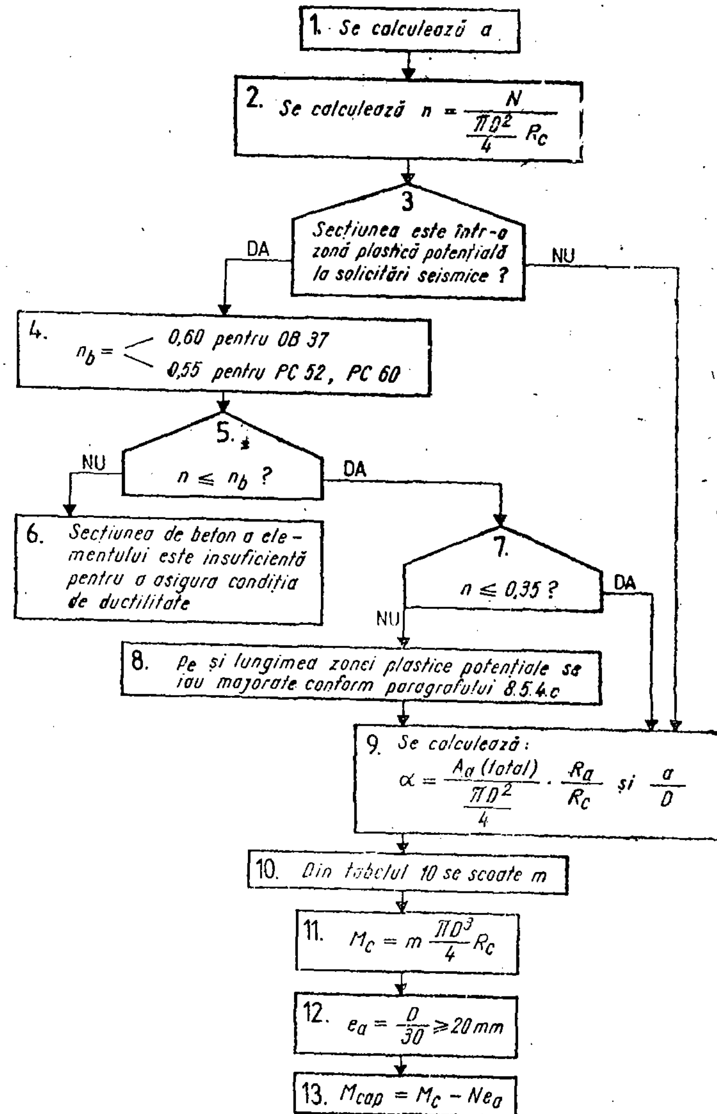
Rezultă deci faţă de calculul după schema 2.1 ($M_{cap} = 549$ kNm) un spor de capacitate portantă de 6,1%.

Observaţie

Din ecuaţia (15), punînd condiţia ca M_{cap} să rămînă acelaşi ca în exemplul la schema 2.1, se poate determina cu cît s-ar putea reduce armăturile $A_a = A'_a$ ca efect al influenţei armăturilor intermediare.

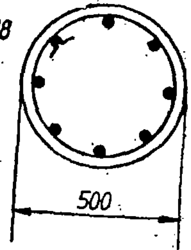
Din exemplul la schema 2.1, $M_c = 571$ kNm, deci $M_a = 571 + 1\,000 \times \frac{0,574}{2} = 858$ kNm. Punînd în (15) $M_a = 858 \cdot 10^6$ Nmm şi $A'_a (= A_a)$ în loc de 1 963 mm², rezultă: $A_a = A'_a = 1\,769$ mm². $3 \varnothing 25 + 1 \varnothing 20 = 1\,787$ mm² (9,1% reducere).

2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilității	Secțiuni circulare cu armătura distribuită uniform pe contur
2.7	Determinarea capacității portante	Se dau: D, R_c, R_a, N, A_a Se cere: M_{cap}



Exemplu de calcul la schema 2.7

Să se calculeze momentul capabil pentru stîlpul din beton armat monolit cu secțiunea din figură, încărcat cu $N = 500$ kN $= 500\,000$ N. Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice.



Beton: Bc 15, cazul b (stîlp turnat în poziție verticală) ($R_c = 8{,}0$ N/mm²)

Oțel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm)²;

$A_a = 8\varnothing 18 = 2036$ mm².

1. $a = 25 + \frac{1{,}8}{2} = 34$ mm

2. $n = \frac{500\,000}{\frac{3{,}14 \cdot 500^2}{4} 8{,}0} = 0{,}318$

3. Da.

4. $n_b = 0{,}55$

5. $n < n_b$

7. $n = 0{,}318 < 0{,}35$

9. $\alpha = \frac{2\,036}{\frac{3{,}14 \cdot 500^2}{4}} \cdot \frac{300}{8{,}0} = 0{,}389$; $\frac{a}{D} = \frac{34}{500} = 0{,}068$

10. Se folosește tabelul 10 B, cu $a/D = 0{,}075$. Din tabel, pentru $n = 0{,}318$ și $\alpha = 0{,}389$, se găsește $m = 0{,}194$.

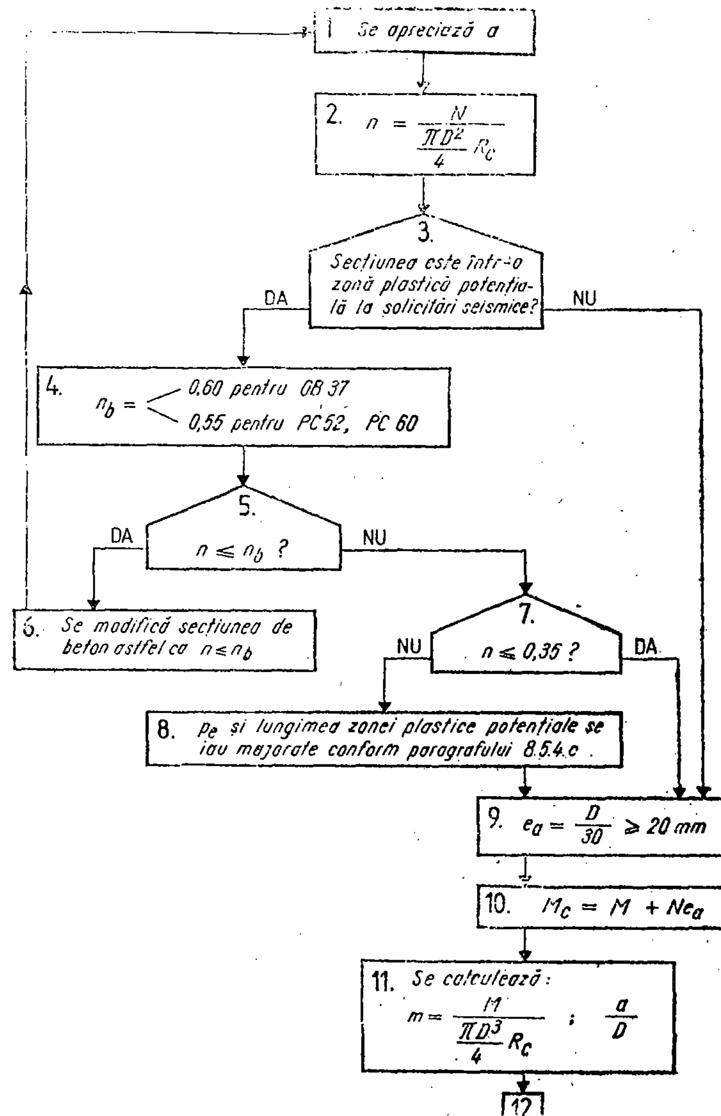
11. $M_c = 0{,}194 \frac{3{,}14 \cdot 500^3}{4} 8{,}0 = 152 \cdot 10^6$ Nmm.

12. $e_a = \frac{500}{30} = 16{,}7 \rightarrow 20$ mm.

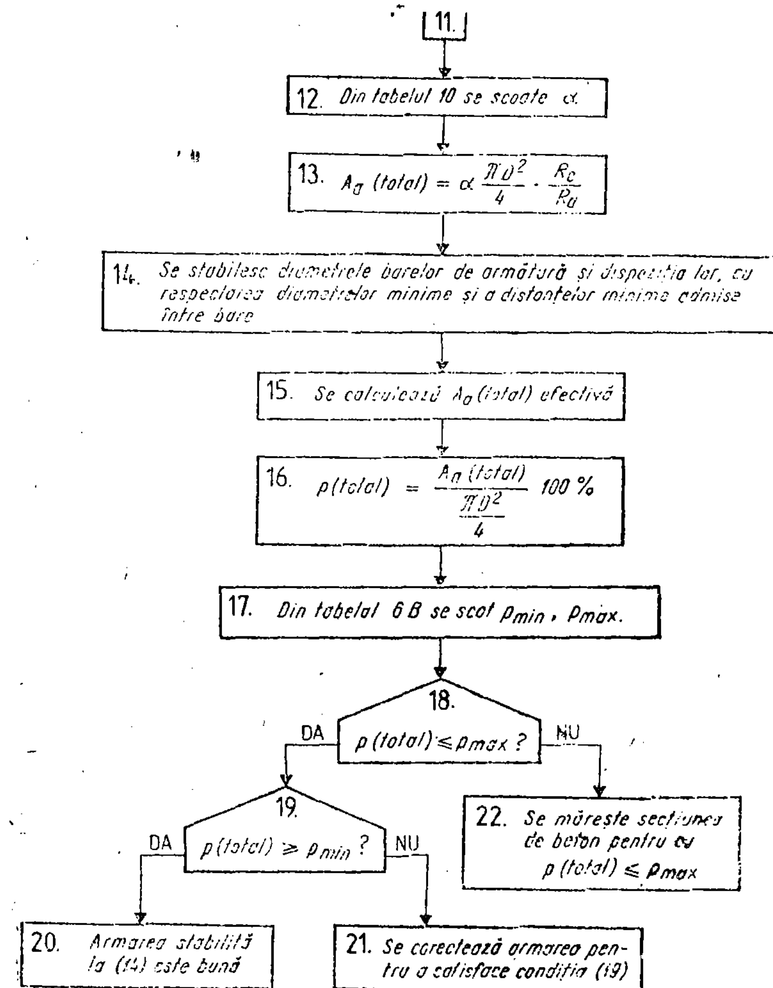
13. $M_{cap} = 152 \cdot 10^6 - 50\,000 \cdot 20 = 142 \cdot 10^6$ Nmm $=$ **142 kNm**.

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ

2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilităţii	Secţiuni circulare cu armătura distribuită uniform pe contur
2.8	Dimensionarea armăturilor	Se dau: D, R_c, R_a, N, M Se cere: A_a

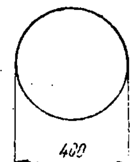


Schema 2.8. (continuare)



Exemplu de calcul la schema 2.8

Să se armeze stîlpul din beton armat monolit avînd secţiunea din figură. Stîlpul nu este participant la o structură antiseismică.



$N = 400$ kN $= 400\,000$ N; $M = 75$ kNm $= 75 \cdot 10^6$ Nmm

Beton: Bc 20, cazul b (stîlp turnat în poziţie verticală) ($R_c =$ $= 10,5$ N/mm²)

Oţel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²)

1. $a \approx 35$ mm

2. $n = \dfrac{400\,000}{\dfrac{3,14 \cdot 400^2}{4}\, 10,5} = 0,303$

3. Nu.

9. $e_a = \dfrac{400}{30} = 13,3 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ mm}$

10. $M_c = 75 \cdot 10^6 + 400\,000 \cdot 20 = 83 \cdot 10^6$ Nmm

11. $m = \dfrac{83 \cdot 10^6}{\dfrac{3,14 \cdot 300^3}{4}\, 10,5} = 0,157$; $\dfrac{a}{D} = \dfrac{35}{400} = 0,0875$

12. Se folosește tabelul 10 B ($a/D = 0,075$). Pentru $n = 0,303$ și $m = 0,157$, se găsește $\alpha = 0,26$.

13. $A_a(\text{total}) = 0,26\, \dfrac{3,14 \cdot 400^2}{4} \cdot \dfrac{10,5}{300} = 1\,143 \text{ mm}^2$

14. Se alege: 6 ∅ 16.

15. $A_a(\text{total})$ efectivă $= 1\,206 \text{ mm}^2$

16. $p(\text{total}) = \dfrac{1\,206}{\dfrac{3,14 \cdot 400^2}{4}}\, 100\,\% = 0,96\,\%$

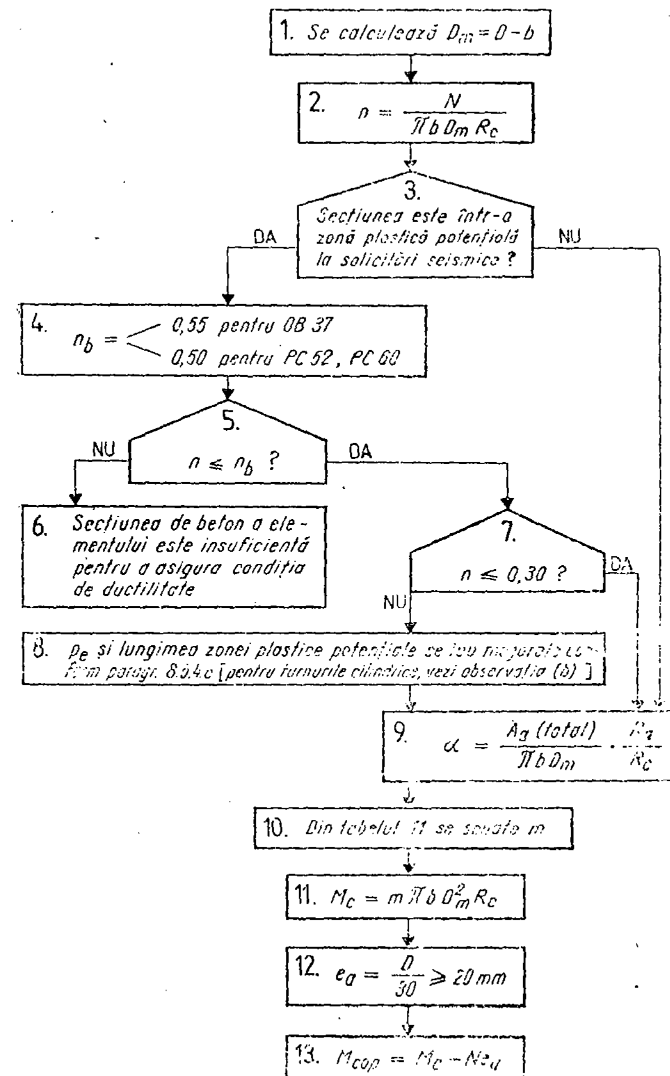
17. Din tabelul 6 B: $p_{min} = 0,4\%$; $p_{max} = 2\%$.

18. $p(\text{total}) < p_{max}$

19. $p(\text{total}) > p_{min}$

20. $A_a = 6 \varnothing 16$.

2	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilității	Secțiuni inelare cu armătură distribuită uniform pe contur
2.9	Determinarea capacității portante	Se dau: b, D, R_c, R_a, N, A_a Se cere: M_{cap}



Observaţii

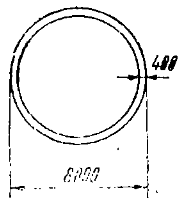
a. Valorile n_b din operaţia (4) diferă de cele date pentru secţiuni pline, deoarece se bazează pe $\varepsilon_{bu} = 2‰$ în loc de $\varepsilon_{bu} = 3,5‰$ (compresiune practic uniformă pe toată grosimea b a peretelui inelar în zona de compresiuni maxime).

b. La turnuri de tipul celor ale castelelor de apă, o măsură suplimentară de confinare a secţiunii prin armături transversale constă în prevederea de etrieri de legătură între barele verticale ale plasei exterioare şi cele ale plasei interioare (vezi proiectele tip de castele de apă elaborate de IPCT după 1977).

c. Tabelul 11 este întocmit pentru $b/D = 0,10$, dar poate fi utilizat cu suficientă aproximaţie şi pentru alte valori ale raportului b/D.

Exemplu de calcul la schema 2.9

Să se calculeze momentul capabil pentru secţiunea inelară din figură a turnului din beton armat monolit al unui castel de apă, avînd încărcarea verticală de calcul $N = 40\,000$ kN $= 40 \cdot 10^6$ N. Secţiunea se află într-o zonă plastică potenţială la solicitări seismice.



Beton: Bc 20, cazul b (turnare în poziţie verticală) ($R_c = 10,5$ N/mm²)

Oţel: PC 60 ($R_a = 350$ N/mm²).

Armătura totală pe contur este formată din cîte 143 ⌀ 22 la fiecare faţă a peretelui. A_a (totală) $= 2 \cdot 143$ ⌀ 22 $= 108{\cdot}709$ mm²

1. Diametrul mediu: $D_m = 8\,000 - 400 = 7\,600$ mm²

2. $n = \dfrac{40 \cdot 10^6}{3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600 \cdot 10,5} = 0,399$

3. Da.

4. $n_b = 0,50$;

5. $n < n_b$;

7. $n > 0,30$.

8. Pentru dimensionarea şi alcătuirea armăturilor transversale, lungimea zonei plastice potenţiale se ia majorată conform paragr. **8.5.4. c** şi se ţine seama de observaţia (b) de la schema 2.9.

9. $\alpha = \dfrac{108{\cdot}709}{3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600} \cdot \dfrac{350}{10,5} = 0,380$

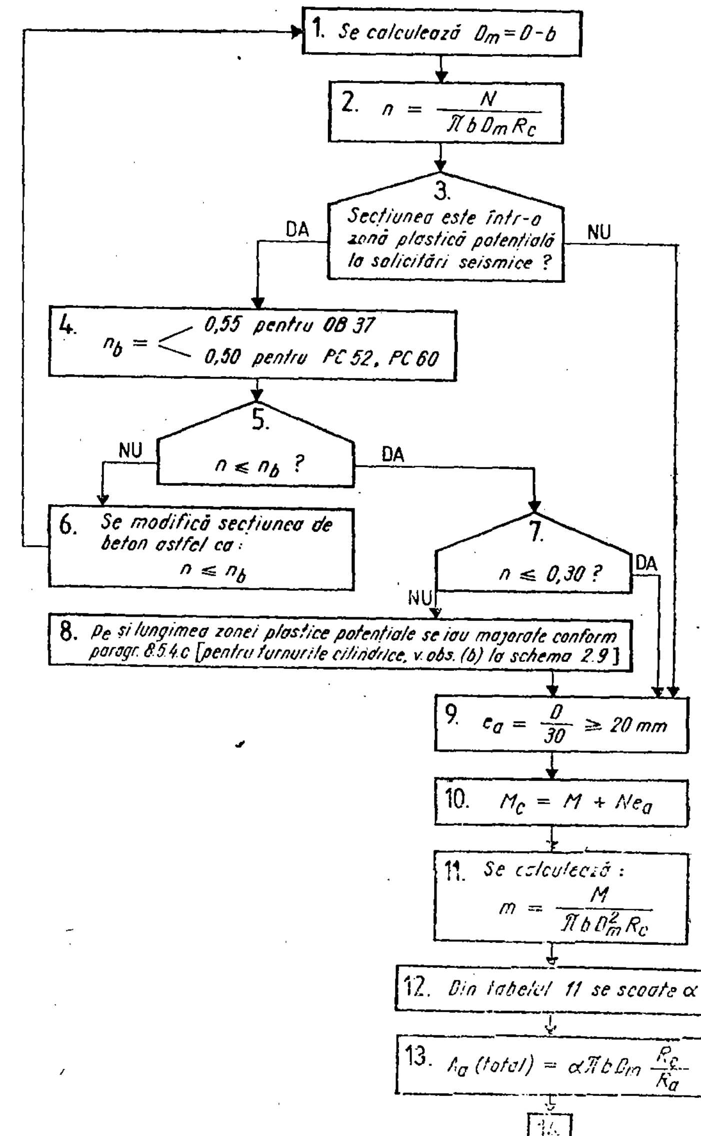
10. Din tabelul 11, pentru $n = 0,399$ şi $\alpha = 0,380$, se găseşte $m = 0,254$.

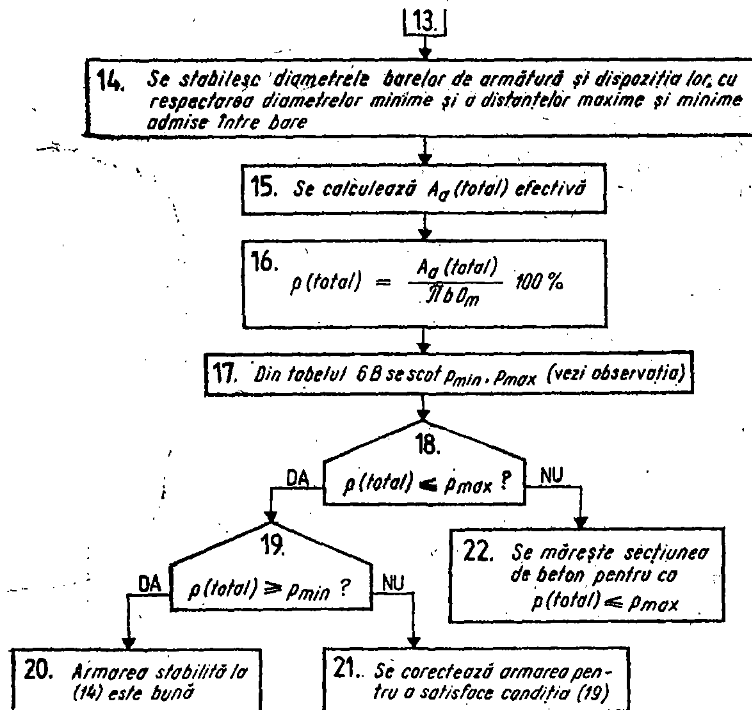
11. $M_c = 0,254 \cdot 3,14 \cdot 400 \cdot 7\,600^2 \cdot 10,5 = 193{\cdot}480 \cdot 10^6$ Nmm

12. $e_a = \dfrac{8\,000}{30} = 226$ mm

13. $M_{cap} = 193 \cdot 480 \cdot 10^6 - 40 \cdot 10 \cdot 266 = 182{\cdot}840 \cdot 10^6$ Nmm $=$ **182 840 kNm.**

2.	Compresiune excentrică fără considerarea flexibilităţii	Secţiuni inelare cu armătura distribuită uniform pe contur
2.10.	Dimensionarea armăturilor	Se dau: b, D, R_c, R_a, N, M Se cere: M_{cap}





Observaţie

La turnurile cilindrice de tipul celor ale castelelor de apă, coşurilor de fum etc., procentele de armare maxime şi minime sînt stabilite prin prescripţii specifice. În lipsa acestora, cele date în tabelul 6 B pentru stîlpi pot fi utilizate numai ca orientative.

Exemplu de calcul la schema 2.10

Pentru turnul cilindric din exemplul la schema 2.9, să se dimensioneze armătura longitudinală în ipoteza că nu se află într-o zonă plastică potenţială la solicitări seismice, iar $M = 140\,000$ kNn $= 140\,000 \cdot 10^6$ Nmm.

1. $D_m = 8\,000 - 400 = 7\,600$ mm.

2. $n = \dfrac{40 \cdot 10^6}{3{,}14 \cdot 400 \cdot 7\,600 \cdot 10{,}5} = 0{,}399$

3. Nu.

9. $e_a = \dfrac{8\,000}{30} = 266$ mm.

10. $M_c = 140\,000 \cdot 10^6 + 40 \cdot 10^6 \cdot 266 = 150\,640 \cdot 10^6$ Nmm $=$ $= 150\,640$ kNm.

11. $m = \dfrac{150\,640 \cdot 10^6}{3{,}14 \cdot 400 \cdot (7\,600)^2 \cdot 10{,}5} = 0{,}198$

12. Din tabelul 11, pentru $n = 0{,}399$ şi $m = 0{,}198$, se găseşte $\alpha = 0{,}187$.

13. A_a(total) $= 0{,}187 \cdot 3{,}14 \cdot 400 \cdot 7\,600 \dfrac{10{,}5}{350} = 53 \cdot 550$ mm²

14. Se alege: ∅ **16 la 180 mm** (măsurat pe diametrul mediu). Rezultă $2 \cdot 133$ ∅ $16 = 256$ ∅ 16.

15. A_a(total) efectivă: $266 \cdot 201 = 53 \cdot 466$ mm².

16. p(total) $= \dfrac{523\,466}{3{,}14 \cdot 400 \cdot 7\,600}\, 100\% = 0{,}56\%$.

În mod evident $p_{min} \leq p(\text{total}) \leq p_{max}$.

3	Considerarea flexibilității la compresiune excentrică	Secțiuni dreptunghiulare
3.0	Notații — procedee de calcul	

Mărimi și noțiuni care caracterizează efectele de ordinul II la elementele de beton armat

1. *Coeficientul de zveltețe* se definește în mod convențional, pentru elementele de secțiune dreptunghiulară, prin raportul:

$$\lambda = \frac{l_{fl}}{h}$$

unde:

l_{fl} — lungimea de flambaj a elementului;

h — latura secțiunii transversale, după direcția excentricității forței normale N, în ipoteza de încărcare considerată.

Observații

a. Cu privire la sensul noțiunii de lungime de flambaj, în contextul calculului de ordinul II al structurilor din beton armat, vezi și comentariile din cap. 5.6.

b. Indicații pentru evaluarea lungimilor de flambaj ale stîlpilor diferitelor tipuri curente de structuri sînt date în [7], cap. 3.3, pag. 75—90.

2. *Clasificarea stîlpilor după mărimea coeficientului de zveltețe*

— Pentru $\lambda \leqslant 10$ (stîlpi nezvelți), se admite să se neglijeze în calculul la starea limită de rezistență efectele de ordinul II. Momentele încovoietoare sînt cele rezultate dintr-un calcul de ordinul I (pe structura în poziție nedeformată).

— Pentru $10 < \lambda \leqslant 30$ (stîlpi zvelți), este necesară luarea în considerare a efectelor de ordinul II în calculul la starea limită de rezistență, ceea ce se traduce printr-o majorare a momentelor încovoietoare în raport cu cele de ordinul I.

— Cazul $\lambda > 30$ (stîlpi foarte zvelți) intervine rar în construcțiile civile și industriale. În acest caz cedarea stîlpilor, sub o creștere progresivă a efortului normal N, se produce prin pierderea stabilității (flambaj).

Schemele logice sînt date pentru situația curentă $10 < \lambda \leqslant 30$.

3. *Coeficientul de majorare a momentului încovoietor de calcul:*

$$\eta = \frac{M_{II}}{M_I} \tag{3.1}$$

unde:

M_I — momentul încovoietor rezultat dintr-un calcul de ordinul I al structurii;

M_{II} — momentul încovoietor rezultat dintr-un calcul de ordinul II (pe structura în poziție deformată).

Pentru $\eta \leqslant 1,2$ se admite utilizarea unui calcul simplificat, denumit metoda „A" [7], în care se determină momentele de ordinul I și se majorează apoi cu coeficientul η calculat cu formula simplificată;

$$\eta \approx \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \tag{3.2}$$

unde:

N = efortul normal de calcul;

$$N_{cr}(\text{forța critică}) = \frac{\pi^2 EI}{l_{fl}^2} \tag{3.3}$$

l_{fl} — se apreciază în funcție de legăturile elementului la capete.

Situația $\eta \leqslant 1,2$ intervine de regulă la construcțiile în cadre etajate, rigidizate sau nu prin diafragme.

Pentru $\eta > 1,2$ se efectuează un calcul de ordinul II al structurii. În domeniul $1,2 \leqslant \eta < 1,5$ se admite simplificarea de a considera în acest calcul modulul de rigiditate EI constant independent de starea de solicitare (metoda denumită „B" [7]").

Se recomandă ca secțiunile de beton ale stîlpilor să fie astfel dimensionate încît să nu se depășească $\eta \leqslant 1.5$.

Situația $\eta > 1,2$ intervine la stîlpii structurilor clădirilor parter de tip hală, cu grinzile principale de acoperiș prefabricate, articulate pe stîlpi. Dacă aceste structuri sînt proiectate pentru grade de protecție antiseismică $\geqslant 7$, condițiile de ductilitate pot determina necesitatea unor secțiuni de beton mai mari ale stîlpilor, în care se caz se poate ajunge și pentru această categorie de stîlpi la $\eta \leqslant 1,2$.

4. *Modulul de rigiditate EI în starea limită de rezistență*

În formula (3.3) din metoda „A" și în calculul de ordinul II din metoda „B" se poate lua pentru EI în starea limită de rezistență expresia:

$$EI = E_b I_b 0,15(1 + \sqrt{p(\text{total})}) \tag{3.4}$$

unde:

E_b — modulul de elasticitate al betonului, după tabelul 3;

$$I_b = \frac{bh^3}{12}$$

$$p(\text{total}) = \frac{A_a(\text{total})}{bh}\, 100\,\%.$$

În cazurile speciale cînd există încărcări de lungă durată care produc structurii deplasări după direcția deformației dominante (de regulă deplasări laterale):

$$EI = \frac{E_b I_b 0,15(1 + \sqrt{p(\text{total})})}{1 + \frac{M_{ld}}{M}} \quad (3.5)$$

unde:

M_{ld} = momentul produs de încărcările de lungă durată;
M = momentul total.

Referitor la cazurile cînd intervin astfel de încărcări, vezi comentariile din cap. 5.6.

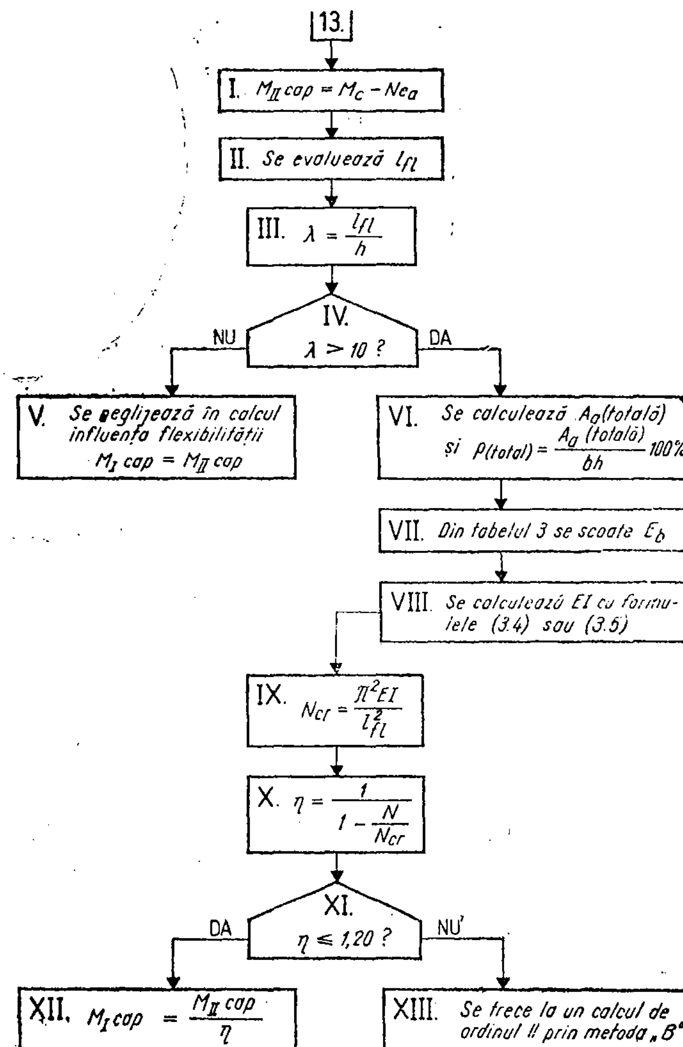
5. *Considerarea efectelor de ordinul II în schemele 2.1 — 2.6*

5.1. Dacă se efectuează un calcul de ordinul II al structurii (metoda „B"), schemele 2.1 — 2.6 rămîn neschimbate, iar ca momente încovoietoare de calcul se introduc momentele M_{II} rezultate din acest calcul. Se verifică în prealabil dacă $\eta = M_{II}/M_I$ se înscrie în limitele admise.

5.2. Dacă se folosește metoda simplificată „A", schemele 2.1 — 2.6 se completează conform schemelor 3.1, 3.2.

3	Considerarea flexibilității la compresiune excentrică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
3.1	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, A_a, A'_a, R_c, R_a, N, M_{ld}/M$ Se cere: M_{cap}

Pentru secțiuni armate simetric, se adaugă la schema 2.1, după operația (13):



Pentru secțiuni armate nesimetric, se adaugă același bloc de operații (I – XIII) în schema 2.3, după operația (18).

De asemenea, în cazul folosirii schemei 2.6, același bloc de operații se adaugă după (17).

Exemple de calcul la schema 3.1

I. La stîlpul din exemplul de calcul la schema 2.1, să se corecteze momentul capabil ținînd seama de flexibilitate, cu folosirea metodei „A". $l_{fl} = 12{,}00$ m; $M_{ld}/M = 0$.

I. (14 din schema 2.1): $M_{II\,cap} = 549$ kNm.

II. $l_{fl} = 12{,}00$ m.

III. $\lambda = \frac{12{,}00}{0{,}65} = 18{,}46.$

IV. $\lambda = 18{,}46 > 10.$

VI. $A_a(\text{total}) = 8 \varnothing 25 + 4 \varnothing 20 = 6\,182$ mm²; $p(\text{total}) =$

$$= \frac{6\,182}{650^2} 100\,\% = 1{,}46\,\%$$

VII. Din tabelul 3, pentru Bc 15, $E_b = 24\,000$ N/mm² $= 24 \cdot 10^6$ kN/m³

VIII. $EI = 24 \cdot 10^6 \frac{0{,}65^4}{12} 0{,}15(1 + \sqrt{1{,}46}) = 118\,259$

IX. $N_{cr} = \frac{(3{,}14)^2\, 118\,259}{12{,}00^2} = 8\,097$ kN.

X. $\eta = \frac{1}{1 - \frac{1\,000}{8\,097}} = 1{,}14.$

XI. $\eta = 1{,}14 < 1{,}20.$

XII. $M_{I\,cap} = \frac{549}{1{,}14} = $ **482 kNm.**

II. La stîlpul din exemplul de calcul I la schema 2.3, să se corecteze momentul capabil ținînd seama de flexibilitate, cu folosirea metodei „A". $l_{fl} = 8{,}50$ m; $M_{ld}/M = 0$.

I. (19 din schema 2.3): $M_{II\,cap} = 356$ kNm.

II. $l_{fl} = 8{,}50$ m.

III. $\lambda = \frac{8{,}50}{0{,}60} = 14{,}2.$

IV. $\lambda = 14{,}2 > 10.$

VI. $A_a(\text{total}) = 8 \varnothing 20 + 2 \varnothing 16 = 2\,916$ mm²; $p(\text{total}) =$

$$= \frac{2\,916}{500 \cdot 600} 100\,\% = 0{,}97\,\%.$$

VII. Din tabelul 3, pentru Bc 15, $E_b = 24\,000$ N/mm² $= 24 \cdot 10^6$ kN/m²

VIII. $EI = 24 \cdot 10^6 \frac{0{,}50 \cdot 0{,}60^3}{12} 0{,}15(1 + \sqrt{0{,}97}) = 64\,310$

IX. $N_{cr} = \frac{(3{,}14)^2\, 64\,310}{8{,}50^2} = 8\,776$ kN

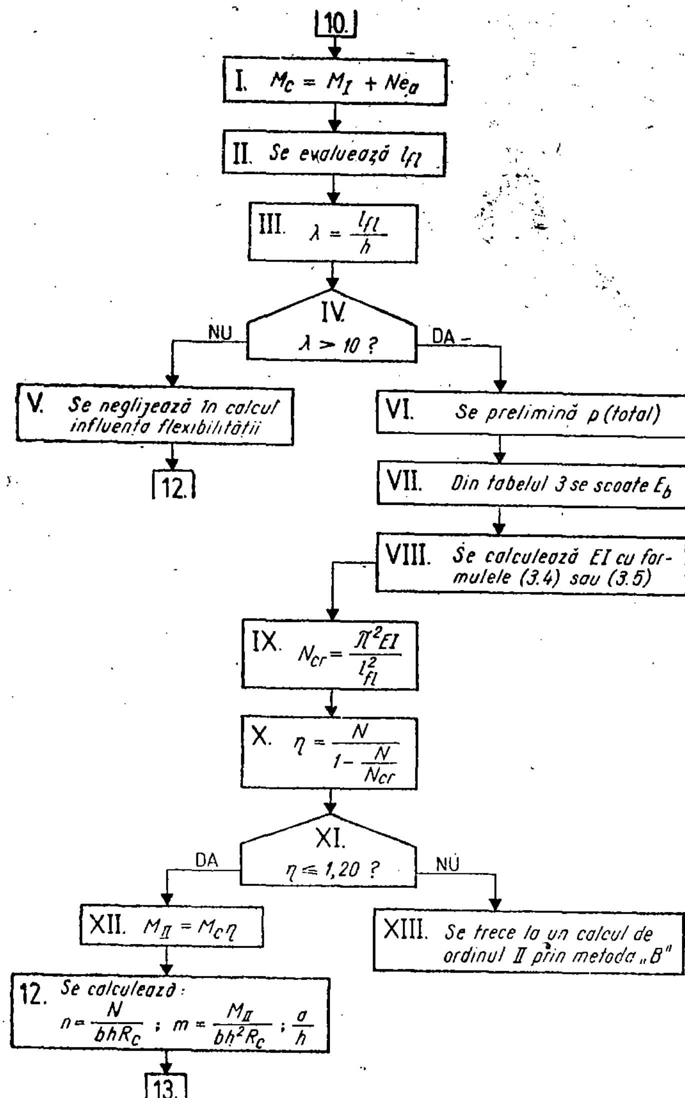
X. $\eta = \frac{1}{1 - \frac{800}{8\,776}} = 1{,}10.$

XI. $\eta = 1{,}10 < 1{,}20$

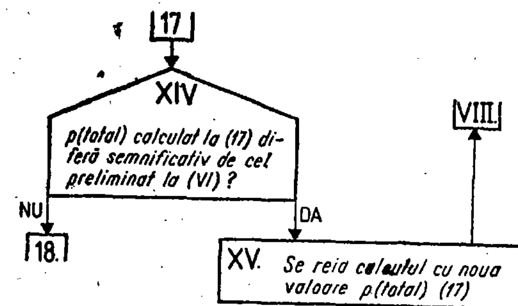
XII. $M_{I\,cap} = \frac{356}{1{,}10} = $ **323 kNm.**

3	Considerarea flexibilității la compresiune excentrică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
3.2	Dimensionarea armăturilor	Se dau: b, h, R_c, R_a, N, M_{ld}/M Se cer: A_a, A'_a

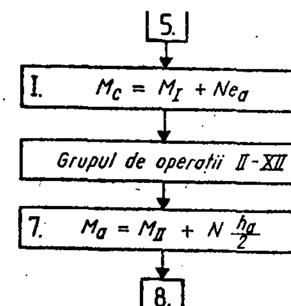
Pentru secțiuni armate simetric, se intercalează în schema 2.2, după operația (10):



iar între operațiile (17) și (18) se intercalează:



Pentru secțiuni armate nesimetric (schemele 2.4 și 2.5), se intercalează similar după operația (5):



iar grupul (XIV — XV) se introduce între (25) și (26) în schema 2.4, respectiv între (31) și (32) în schema 2.5, la fel ca mai sus.

Exemple de calcul la schema 3.2

I. La stîlpul din exemplul de calcul la schema 2.2, să se redimensioneze armăturile ținînd seama de flexibilitate, cu folosirea metodei „A". $l_{fl} = 11,00$ m; $M_{ld}/M = 0$.

I. (11 din schema 2.2): $M_c = 358$ kNm.

II. $l_{fl} = 11,00$ m.

III. $\lambda = \frac{11,00}{0,60} = 18,3$.

IV. $\lambda = 18,3 > 10$.

VI. Se prelimină $p = 1,4\%$

VII. Din tabelul 3, pentru Bc 20, se găsește $E_b = 27\,000$ N/mm² $= 27 \cdot 10^6$ kN/m².

VIII. $EI = 27 \cdot 10^6 \frac{0,45 \cdot 0,60^3}{12} 10,5(1 + \sqrt{1,4}) = 71\,620$

IX. $N_{cr} = \frac{(3.14)^2\, 71\,620}{11,00^2} = 5\,836$ kN.

X. $\eta = \frac{1}{1 - \frac{400}{5\,836}} = 1,07$

XI. $\eta = 1,07 < 1,20$

XII. $M_{II} = 358 \cdot 1,07 = 383$ kNm $= 383 \cdot 10^6$ Nmm.

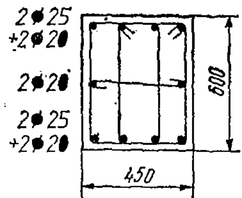
12. $n = 0,12$; $\frac{a}{h} = 0,067$ din exemplul la schema 2.2.

$m = \frac{383 \cdot 10^6}{450 \cdot 600^2 \cdot 12,5} = 0,189$

13. Din tabelul 9 B ($a/h = 0,075$) se scoate $\alpha = 0,160$.

14. $A_a = A'_a = 0,160 \cdot 450 \cdot 600 \frac{12,5}{350} = 1\,542$ mm². **2 ∅ 25 + 2 ∅ 20** = 1 610 mm².

15. Se stabilește armarea din figură.



16. A_a(total) = 4 ∅ 25 + 6 ∅ 20 = 3 847 mm².

17. p(pe o latură) $= \frac{1\,610}{450 \cdot 600} 100\,\% = 0,60\,\%$.

p(total) $= \frac{3\,847}{450 \cdot 600} 100\% = 1,42\%$.

XIV. p(total) $= 1,42\% \approx p$ preliminat la (VI) $= 1,4\%$.

18. $p_{min} = 0,6\%$; $p_{max} = 2\%$.

19. p(total) $= 1,42\% < 2\%$.

20. p (pe o latură) $= 0,60\,\% > 0,2\,\%$.
(p(total) $= 1,42\,\% < 0,60\,\%$.

21. Armarea stabilită la (14) este bună.

II. La stîlpul din exemplul de calcul la schema 2.5, să se redimensioneze armăturile ținînd seama de flexibilitate, cu folosirea metodei „A". $l_{fl} = 6,50$ m $M_{ld}/M = 0$.

I. (6 din schema 2.5): $M_c = 330$ kNm.

II. $l_{fl} = 6,50$ m.

III. $\lambda = \frac{6,50}{0,50} = 13,00$.

IV. $\lambda = 13,00 < 10$.

VI. Se prelimină p (total) $= 1,7\,\%$.

VII. Din tabelul 3, pentru Bc 20, se găsește $E_b = 27\,000$ N/mm² $= 27 \cdot 10^6$ kN/m².

VIII. $EI = 27 \cdot 10^6 \frac{0,40 \cdot 0,50^3}{12} 0,15(1 + \sqrt{1,7}) = 38\,877$

IX. $N_{cr} = \frac{(3,14)^2\, 38\,877}{6,50^2} = 90\,72$ kN

X. $\eta = \frac{1}{1 - \frac{1\,000}{9\,072}} = 1,12$.

XI. $\eta = 1,12 < 1,20$.

XII. $M_{II} = 330 \cdot 1,12 = 370$ kNm.

7. $M_a = 370 + 1\,000 \frac{0,43}{2} = 585$ kNm $= 585 \cdot 10^6$ Nmm.

8. $m_a = \frac{585 \cdot 10^6}{400 \cdot 465^2 \cdot 12,5} = 0,541$

10. $m_{max} = 0,40$

11. $m_a = 0,541 < 0,40$

15. $A'_a = \frac{(0,541 - 0,40)\, 400 \cdot 465^2 \cdot 12,5}{430 \cdot 350} = 1\,012$ mm²

16. $A'_a = 1\,012 > A'_{a\,min} = 400$ mm²

17. $A'_a = 1\,012 > 520$ mm² (v. exemplul la schema 2.5).

18. $A'_a = 1\,012$ mm².

20. A'_a efectivă = 4 ∅ 18 = 1 018 mm²

21. $m = \frac{585 \cdot 10^6 - 1\,018 \cdot 350 \cdot 350 \cdot 430}{400 \cdot 465^2 \cdot 12,5} = 0,399$

22. $m = 0,399 > 0,32$

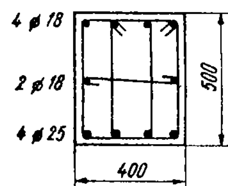
23. Da.

24. Din tabelul 7, pentru $m = 0,399$, se găsește $\xi = 0,550$ și $\gamma = 0,725$.

25. — 26. Vezi exemplul la schema 2.5.

27 $A_a = \frac{585\cdot 10^6 - 1\,018\cdot 350\cdot 430}{0{,}725\cdot 465\cdot 350} + 1\,018 - \frac{1\,000\,000}{350} = 1\,820\,\text{mm}^2.$

29. A_a efectivă $= 4\varnothing 25 = 1\,963\,\text{mm}^2$. Dispoziţia armăturilor este cea din figură.



30. $A_a(\text{total}) = 4\varnothing 25 + 6\varnothing 18 = 3\,490\,\text{mm}^2$.

31. $p(\text{total}) = \frac{3\,490}{400\cdot 500}\,100\% = 1{,}74\,\%$.

XIV. $p(\text{total}) = 1{,}74\,\% \approx p$ preliminat la (VI) $= 1{,}7\%$.

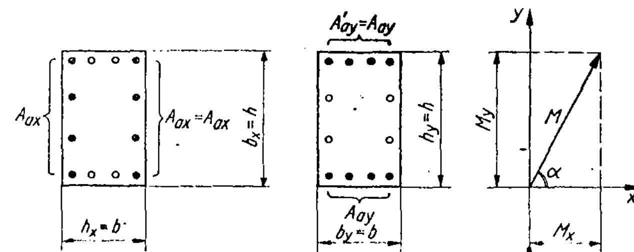
32. $p_{min} = 0{,}6\%$; $p_{max} = 2\%$.

33. p (total) $= 1{,}74\% < 2\%$.

34. $p(\text{total}) = 1{,}74\% > 0{,}6\%$.

35. Armarea stabilită la (29) este bună.

4	Compresiune excentrică oblică	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric
4.0	Notaţii — procedee de calcul	



Notaţii:

$M_x = Ne_{0(x)}$ — momentul încovoietor corespunzător excentricităţii $e_{0(x)}$ a forţei N după direcţia axei x (vectorul moment orientat după axa y);

$M_y = Ne_{0(y)}$ — momentul încovoietor corespunzător excentricităţii $e_{0(y)}$ a forţei N după direcţia axei y (vectorul moment orientat după axa x);

Excentricităţi adiţionale:

$$e_{a(x)} = \frac{b}{30} \geqslant 20\text{ mm}; \quad e_{a(y)} = \frac{h}{30} \geqslant 20\text{ mm}.$$

$$M_{cx} = M_x + Ne_{a(x)}; \quad M_{cy} = M_y + Ne_{a(y)}.$$

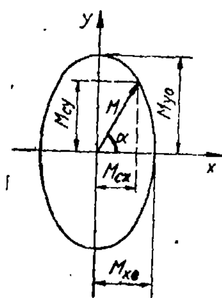
Procedee de calcul:

1. *Calculul riguros* la compresiune excentrică oblică comportă determinarea poziţiei axei neutre oblice şi scrierea în consecinţă a condiţiilor de echilibru. Un calcul de acest fel nu este practic abordabil manual, ci poate fi efectuat fie direct la calculator, dacă se dispune de programul necesar, fie folosind abace construite pe aceeaşi bază [48] [91].

Cînd se cere dimensionarea armăturilor, numărul mare de parametri care intervin face ca numărul de ecuaţii de echilibru să nu fie suficient pentru ca problema să fie determinată şi soluţia de armare să aibă un caracter unic — ci există mai multe soluţii de armare posibile, în funcţie de parametri ca: raportul A_{ax}/A_{ay} şi dispoziţia barelor armătură în secţiune. Deci, dacă pentru aceşti parametri nu sînt impuse condiţii prestabilite din considerente constructive sau de calcul, dimensionarea armăturilor comportă opţiunea între mai multe soluţii, adică pune problema unei optimizări a armării.

Din toate aceste motive, folosirea de abace care să acopere un domeniu suficient de larg de cazuri şi să ofere posibilitatea unei optimizări ar conduce la necesitatea unui număr mare de abace.

2. Pentru secţiuni dreptunghiulare armate simetric, STAS 10 107/0-90 permite şi folosirea unui *procedeu simplificat*, bazat pe admiterea unei legi simple de variaţie a momentului capabil în funcţie de înclinarea α a planului său de acţiune şi anume [112; 8; 29] o elipsă de gradul β ca în figură, cu ecuaţia:



$$\left(\frac{M_{cx}}{M_{x0}}\right)^{\beta}+\left(\frac{M_{cy}}{M_{y0}}\right)^{\beta}=1 \tag{4.1}$$

unde:

M_{x0} = momentul capabil, pentru efortul axial dat N, cînd $M_y = 0$;

M_{y0} = idem, cînd $M_x = 0$.

Metoda constă deci în a determina pe M_{x0} şi M_{y0} în funcţie de M_{cx} şi M_{cy} şi a dimensiona apoi armătura A_{ax} la N, M_{x0} şi armătura A_{ay} la N, M_{y0}, reducînd problema la un calcul la compresiune excentrică monoaxială. Valorile recomandate pentru coeficientul β sînt date în tabelul 12 A. Privitor la fundamentarea lor, vezi comentariile din cap. 5.7.

Cu notaţiile adimensionalizate:

$$n=\frac{N}{bhR_c};\quad m_x=\frac{M_{cx}}{b^2hR_c};\quad m_y=\frac{M_{cy}}{bh^2R_c};\quad m_{x0}=\frac{M_{x0}}{bh^2R_c};\quad m_{y0}=\frac{M_{y0}}{bh^2R_c}$$

formula (4.1) se poate scrie:

$$\left(\frac{m_x}{m_{x0}}\right)^{\beta}+\left(\frac{m_y}{m_{y0}}\right)^{\beta}=1 \tag{4.2}$$

sau:

$$k_x^{\beta}+k_y^{\beta}=1 \tag{4.3}$$

unde:

$$k_x=\frac{m}{m_{x0}}=\frac{M_{cx}}{M_{x0}};\qquad k_y=\frac{m}{m_{y0}}=\frac{M_{cy}}{M_{y0}} \tag{4.4}$$

În schemele 4.1 ... 4.4 este utilizată această metodă, în următoarele situaţii [8]:

Schema 4.1: Determinarea momentului capabil pentru o secţiune cu N, A_{ax}, A_{ay} date, sub forma verificării cu formula (4.1), scrisă ca inegalitate:

$$M \leqslant M_{cap} \quad \text{dacă} \quad \left(\frac{M_{cx}}{M_{x0}}\right)^{\beta}+\left(\frac{M_{cy}}{M_{y0}}\right)^{\beta}\leqslant 1$$

Schema 4.2: Dimensionarea armăturilor pe baza condiţiei de optimizare $A_{ax}+A_{ay}=$ min., scrisă sub forma: $m_{x0}+m_{y0}=$ min., ceea ce conduce la valorile k_x, k_y optimizate date în tabelul 12 B din anexă.

Schema 4.3: Dimensionarea armăturilor cînd una din armături (de exemplu A_{ax}) este dată (cunoscută din alte ipoteze de încărcare sau minimă constructivă). Atunci k_x este cunoscut şi din (4.3) se scoate:

$$k_y=\sqrt[\beta]{1-k_x^{\beta}} \tag{4.5}$$

Schema 4.4: Dimensionarea armăturilor cînd din considerente constructive $A_{ax}=A_{ay}$, deci $m_{x0}=m_{y0}$. Atunci ecuaţia (4.2) devine:

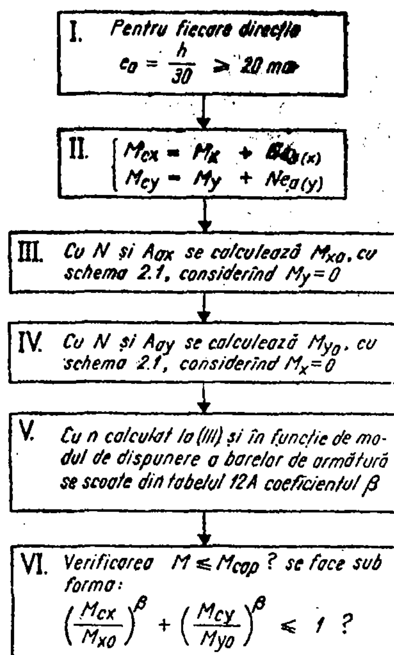
$$\left(\frac{m_x}{m_{x0}}\right)^{\beta}+\left(\frac{m_x}{m_{y0}}\right)^{\beta}=\left(\frac{m_x}{m_y}\cdot\frac{m_y}{m_{x0}}\right)^{\beta}+\left(\frac{m_y}{m_{y0}}\right)^{\beta}=$$
$$=\left(\frac{m_x}{m_y}\cdot\frac{m_y}{m_{y0}}\right)^{\beta}+\left(\frac{m_y}{m_{y0}}\right)^{\beta}=\left[\left(\frac{m_x}{m_y}\right)^{\beta}+1\right]k_y^{\beta}=1,$$

de unde:

$$k_y=\frac{1}{\sqrt[\beta]{\left(\frac{m_x}{m_y}\right)^{\beta}+1}}$$

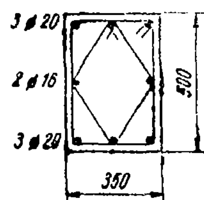
Pentru detalii, inclusiv demonstrarea relaţiilor de optimizare folosite în schema 4.2, vezi [8].

4	Compresiune excentrică oblică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
4.1	Determinarea capacității portante	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, A_{ax}, A_{ay}$, dispoziția armăturilor, M_x, M_y Se cere verificarea: $M \leq M_{cap}$?



Exemplu de calcul la schema 4.1

Să se verifice secțiunea din figură a unui stîlp din beton armat prefabricat, încărcat cu $N = 500$ kN $= 500\,000$ N, $M_x = 80$ kNm și $M_y = 130$ kNm. Secțiunea se află într-o zonă plastică potențială la solicitări seismice..



Beton: Bc 20, cazul c (stîlp turnat în poziție orizontală) ($R = 12{,}5$ N/mm²);

Oțel: PC 60 ($R_a = 350$ N/mm²);
$A_{ax} = 2 \varnothing 20 + 1 \varnothing 16 = 829$ mm²;
$A_{ay} = 3 \varnothing 20 = 942$ mm².

I. $e_{a(x)} = e_{a(y)} = 0{,}02$ m.

II. $\begin{cases} M_{cx} = 80 + 500 \cdot 0{,}02 = 90 \text{ kNm}; \\ M_{cy} = 130 + 500 \cdot 0{,}02 = 140 \text{ kNm}. \end{cases}$

III. Cu $N = 500\,000$ N și $A_{ax} = 829$ mm², cu schema 2.1:

1. $a = 25 + \frac{20}{2} = 35$ mm.
2. Da.
3. $h_0 = 350 - 35 = 315$ mm
4. $\xi = \frac{500\,000}{500 \cdot 315 \cdot 12{,}5} = 0{,}254$
5. $\xi_b = 0{,}55$
6. $\xi = 0{,}254 < 0{,}55$
8. $\xi = 0{,}254 < 0{,}40$
10. $n = \frac{500\,000}{500 \cdot 350 \cdot 12{,}5} = 0{,}23$; $\frac{a}{h} = \frac{35}{350} = 0{,}10$;

$$\alpha = \frac{829}{500 \cdot 350} \cdot \frac{350}{12{,}5} = 0{,}133.$$

11. Din tabelul 9 C ($a/h = 0{,}10$), se scoate $m = 0{,}187$.
12. $M_{x0} = 0{,}187 \cdot 500 \cdot 350^2 \cdot 12{,}5 = 143 \cdot 10^6$ Nmm $= 143$ kNm.

IV. Cu $N = 500\,000$ N și $A_{ay} = 942$ mm², cu schema 2.1:

1. $a = 35$ mm
2. Da.
3. $h_0 = 500 - 35 = 465$ mm
4. $\xi = \frac{500\,000}{350 \cdot 465 \cdot 12{,}5} = 0{,}246$
5. $\xi_b = 0{,}55$;
6. $\xi = 0{,}246 < 0{,}55$
10. $n = 0{,}23$ la fel ca la (I); $\frac{a}{h} = \frac{35}{500} = 0{,}070$;

$$\alpha = \frac{942}{500 \cdot 350} \cdot \frac{350}{12{,}5} = 0{,}151.$$

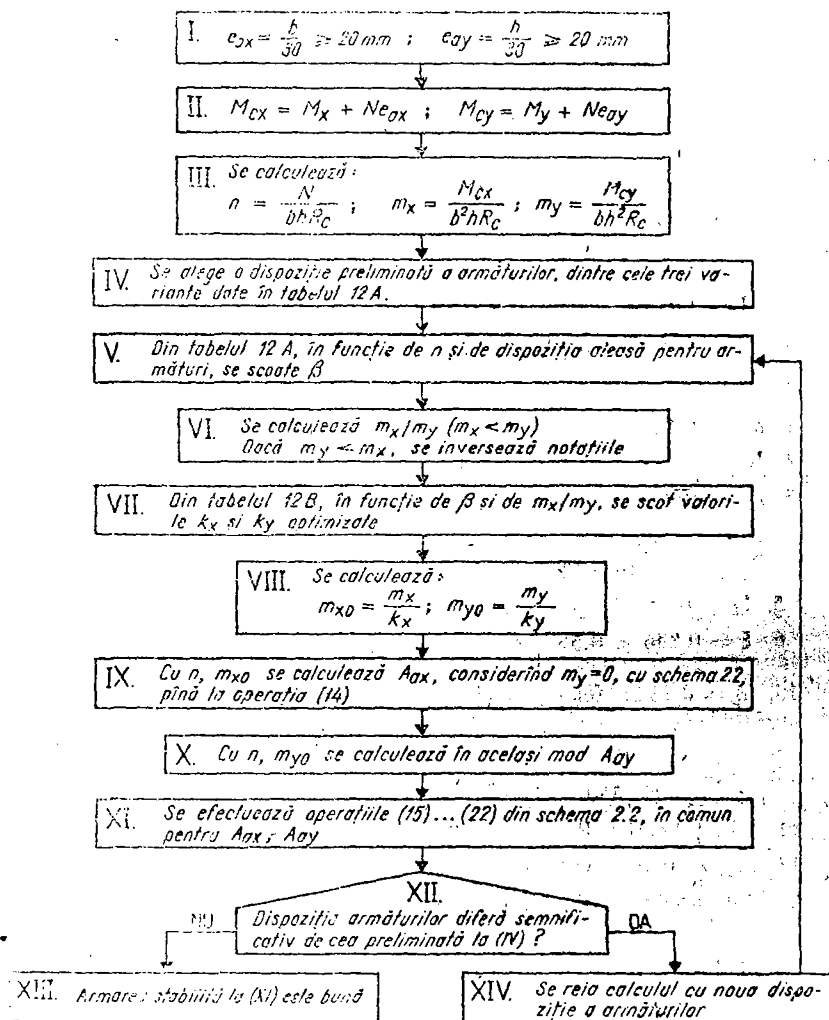
11. Din tabelul 9 B ($a/h = 0{,}075$) se scoate $m = 0{,}206$.
12. $M_{y0} = 0{,}206 \cdot 350 \cdot 500^2 \cdot 12{,}5 = 225 \cdot 10^6$ Nmm $= 225$ kNm.

V. Din tabelul 12 A, pentru dispoziția de armături B și $n = 0{,}23$, se scoate $\beta = 1{,}58$.

VI. $\left(\frac{90}{143}\right)^{1{,}58} + \left(\frac{140}{225}\right)^{1{,}58} = 0{,}954 < 1$, deci $M < M_{cap}$

4	Compresiune excentrică oblică	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric
4.2	Dimensionarea armăturilor (cu optimizare)	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M_x, M_y$ Se cer: A_{ax}, A_{ay}

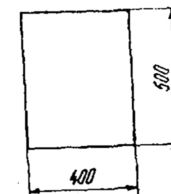
Optimizarea armăturii are la bază criteriul $A_{ax} + A_{ay} = \min$, sub forma $m_x + m_y = \min$. Se foloseşte tabelul 12 B, care dă direct k_x şi k_y optimizate [8].



Observaţie. Dacă din dimensionarea armăturilor rezultă după una din direcţii $A_a < A_a$ min. şi deci se ia $A_a = A_a$ min., se poate obţine o reducere a armăturii după cealaltă direcţie dacă se reia calculul cu A_a min. dată, cu schema 4.3.

Exemplu de calcul la schema 4.2.

Să se armeze stîlpul din beton armat monolit avînd secţiunea din figură (stîlp marginal). Secţiunea se află într-o zonă plastică potenţială la solicitări seismice.



$N = 480$ kN; $M_x = 70$ kNm; $M_y = 150$ kNm.

Beton: Bc 15, cazul b (stîlp turnat în poziţie verticală) ($R_c = 8{,}0$ N/mm²);

Oţel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²);

Oţel: PC 52 ($R = 300$ N/mm²).

I. $e_{a(x)} = e_{a(y)} = 0{,}02$ m.

II. $\begin{cases} M_{cx} = 70 + 480 \cdot 0{,}02 = 79{,}6 \text{ kNm} = 79{,}6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}; \\ M_{cy} = 150 + 480 \cdot 0{,}02 = 159{,}6 \text{ kNm} = 159{,}6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}. \end{cases}$

III. $n = \frac{480\,000}{400 \cdot 500 \cdot 8{,}0} = 0{,}300$; $m_x = \frac{79{,}6 \cdot 10^6}{500 \cdot 400^2 \cdot 8{,}0} = 0{,}124$;

$m_y = \frac{159{,}6 \cdot 10^6}{400 \cdot 500^2 \cdot 8{,}0} = 0{,}200$.

IV. Se alege dispoziţia de armătură C din tabelul 12 A.

V. Din tabelul 12 A, pentru $n = 0{,}300$ şi dispoziţia de armături C, se găseşte: $\beta = 1{,}40$.

VI. $\frac{m_x}{m_y} = \frac{0{,}124}{0{,}200} = 0{,}620$.

VIII. Din tabelul 12 B, pentru $\beta = 1{,}40$ şi $m_x/m_y = 0{,}620$, se găseşte:

$k_x = 0{,}548$ şi $k_y = 0{,}669$.

VIII. $m_{x0} = \frac{0{,}124}{0{,}548} = 0{,}226$; $m_{y0} = \frac{0{,}200}{0{,}669} = 0{,}299$.

IX. Cu $n = 0{,}300$ şi $m_{x0} = 0{,}226$, cu schema 2.2:

1. $a \approx 35$ mm
2. Da.
3. $h_0 = 400 - 35 = 365$ mm.
4. $\xi = \frac{480\,000}{500 \cdot 365 \cdot 8{,}0} = 0{,}329$

5. $\xi_b = 0,55$; 6. $\xi < 0,55$; 8. $\xi < 0,40$.

12. $n = 0,300$; $m_{x0} = 0,226$; $\frac{a}{h} = \frac{35}{400} = 0,088$.

13. Din tabelul 9 C ($a/h = 0,100$) se scoate $\alpha = 0,15$.

14. $A_{ax} = A'_{ax} = 0,15 \cdot 500 \cdot 400 \frac{8,0}{300} = 800$ mm². $2\varnothing\ 20 + 1\varnothing\ 16 =$

$= 829$ mm²

X. Cu $n = 0,300$ și $m_{y0} = 0,299$, cu schema 2.2:

1. $a \approx 35$ mm

2. Da.

3. $h_0 = 500 - 35 = 465$ mm

4. $\xi = \frac{480.000}{400 \cdot 465 \cdot 8,0} = 0,323$

5. $\xi_b = 0,55$;

6. $\xi < 0,55$;

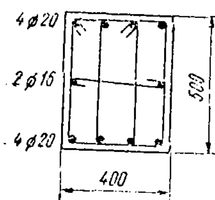
8. $\xi < 0,40$.

12. $n = 0,300$; $m_{y0} = 0,299$; $\frac{a}{h} = \frac{35}{500} = 0,070$.

13. Din tabelul 9 B ($a/h = 0,075$) se scoate $\alpha = 0,23$.

14. $A_{ay} = A'_{ay} = 0,23 \cdot 400 \cdot 500 \frac{8,0}{300} = 1226$ mm²; $4\varnothing 20 = 1256$ mm².

XI. Dispoziția armăturilor este cea din figură.



16. $A_a(\text{total}) = 8\varnothing\ 20 + 2\varnothing\ 16 = 2916$ mm²

17. p(pe latura cu armare minimă) $= \frac{829}{400 \cdot 500} 100\,\% = 0,41\,\%$

$p(\text{total}) = \frac{2916}{400 \cdot 500} 100\,\% = 1,46\,\%$

18. Din tabelul 6 B: $p_{min} = 0,7\,\%$; $p_{max} = 2\,\%$.

19. $p(\text{total}) = 1,46 < 2\,\%$

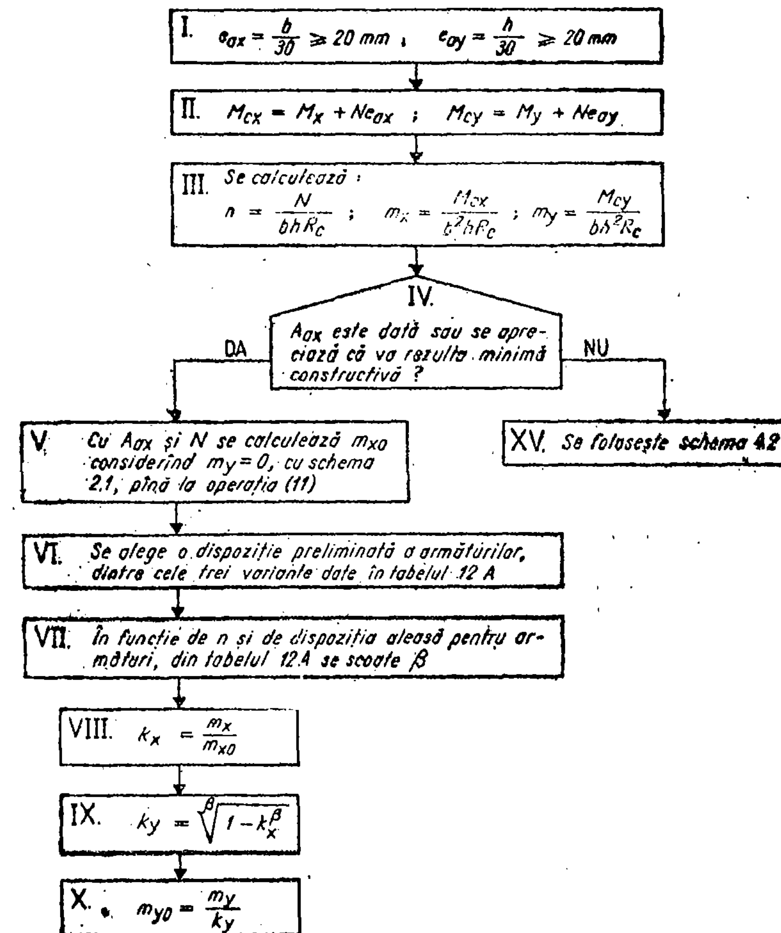
20. p(pe o latură) $= 0,41 > 0,2\%$; $p(\text{total}) = 1,46 > 0,7\,\%$

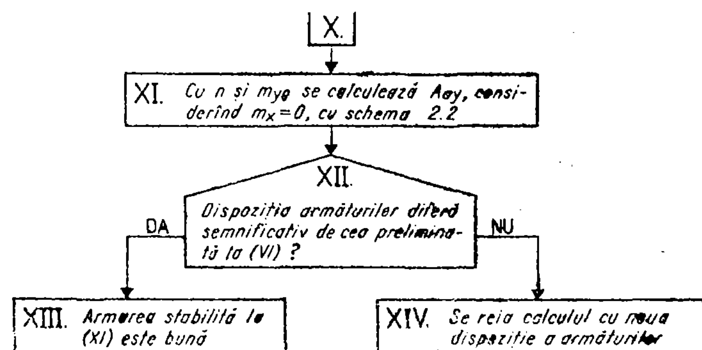
21. Armarea stabilită la (16) este bună.

4	Compresiune excentrică oblică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric
4.3	Dimensionarea armăturii de pe o direcție, cînd armătura de pe cealaltă direcție este dată sau este minimă constructivă	Se dau: $b, h, R_c, R_a, N, M_x, M_y, A_{ax}$ Se cere: A_{ay}

Observație

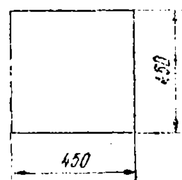
Se poate prelimina de la începutul calculului că după una din direcții va **rezulta armătură** minimă constructivă atunci cînd oblicitatea planului de **acțiune** a momentului încovoietor este mică ($M_x << M_y$).





Exemplu de calcul la schema 4. 3

Să se armeze stîlpul din beton armat monolit cu secţiunea din figură (stîlp central al unei construcţii cu grad de protecţie antiseismică 6).



$N = 810$ kN; $M_x = 50$ kNm; $M_y = 160$ **kNm**.

Beton: Bc 15, cazul b ($R_c = 8{,}0$ N/mm²);

Oţel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²).

I. $e_{a(x)} = e_{a(y)} = \dfrac{450}{30} = 15$ mm $\rightarrow$ 20 mm.

II. $\begin{cases} M_{cx} = 50 + 810 \cdot 0{,}02 = 66{,}2 \text{ kNm} = 66{,}2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}; \\ M_{cy} = 160 + 810 \cdot 0{,}02 = 176{,}2 \text{ kNm} = 176{,}2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}. \end{cases}$

III. $n = \dfrac{810.000}{450^2 \cdot 8{,}0} = 0{,}500; \quad m_x = \dfrac{66{,}2 \cdot 10^6}{450^3\, 8{,}0} = 0{,}091;$

$m_y = \dfrac{176{,}2 \cdot 10^6}{450^3 \ \ 8{,}0} = 0{,}242.$

IV. Întrucît $M_x = 50$ kNm $<< M_y = 160$ kNm, se presupune că va rezulta $A_{ax} = A_{ax}$ min. constructiv.

$$A_{ax} \text{ min.} = \frac{0{,}2}{100} 450 \cdot 450 = 405 \text{ mm}^2.$$

Pe cealaltă direcţie va rezulta o armătură mai puternică, deci se admite că barele de la colţuri vor fi ∅20.

$$A_{ax} \text{ min (constructiv)} = 2\varnothing\ 20 + 1\varnothing\ 14 = 782 \text{ mm}^2.$$

V. Cu $A_{ax} = 782$ mm² şi $N = 810$ kN $= 810\,000$ N, se calculează m_{x0} cu schema 2.1:

1. $a \approx 35$ mm
2. $h_0 = 450 - 35 = 415$ mm
3. Nu. Se poate trece deci direct la (10):

10. $\begin{cases} n = 0{,}500 \text{ calculat la (III)}; \ \dfrac{a}{h} = \dfrac{35}{450} = 0{,}078; \\ \alpha = \dfrac{782}{450^2} \cdot \dfrac{300}{8{,}0} = 0{,}145. \end{cases}$

11. Din tabelul 9 B ($a/h = 0{,}075$) se scoate $m_{x0} = 0{,}241$.

VI. Se alege dispoziţia de armături C din tabelul 12 A.

VII. Cu $n = 0{,}500$ şi dispoziţia de armături C' se scoate din tabelul 12 A: $\beta = 1{,}35$.

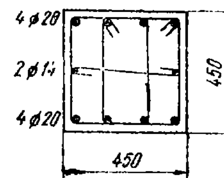
VIII. $k_x = \dfrac{0{,}091}{0{,}241} = 0{,}378.$

IX. $k_y = \sqrt[1{,}35]{1 - (0{,}378)^{1{,}35}} = 0{,}793.$

X. $m_{y0} = \dfrac{0{,}242}{0{,}793} = 0{,}305.$

XI. Cu $n = 0{,}500$ şi $m_{y0} = 0{,}305$, se calculează A_{ay} cu schema 2.2.

1. $a \approx 35$ mm
2. Nu.
2. $\dfrac{a}{h} = 0{,}078$ ca şi la (IV); $n = 0{,}500$; $m_0 = 0{,}305$.
13. Din tabelul 9 B ($a/h = 0{,}075$) se scoate $\alpha = 0{,}22$.
14. $A_{ay} = A'_{ay} = 0{,}22 \cdot 450^2 \dfrac{8{,}0}{300} = 1\,188 \text{ mm}^2.$
15. Se stabileşte dispoziţia de armături din figură.
16. A_a(total) $= 8\varnothing\,20 + 2\varnothing\,14 = 2822$ mm².



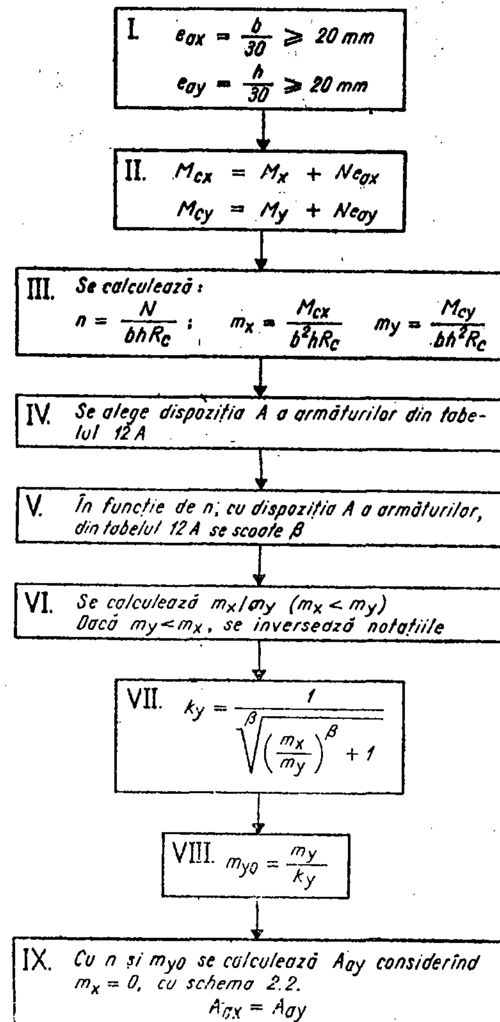
17. $\begin{cases} p\text{(pe latura cu cea mai puţină armătură)} > \\ > 0{,}2\,\% \text{ conform (IV).} \\ p\text{(total)} = \dfrac{2822}{450^2}\, 100\,\% = 1{,}39\,\%. \end{cases}$

18. Din tabelul 6 B, $p_{min} = 0{,}5\,\%$; $p_{max} = 2\,\%$.
19. p(total) $= 1{,}39\% < 2\%$.
20. p(total) $= 1{,}29\% > 0{,}5\%$.

XII. $\dfrac{A_{ay}}{A_{ax}} = \dfrac{1\,256}{782} = 1{,}6$, deci corespunde dispoziţiei C din tabelul 12 A admisă iniţial.

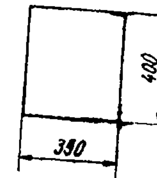
XIII. Armarea stabilită la (XI) este bună.

4	Compresiune excentrică oblică	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric
4.4	Dimensionarea armăturilor cînd din condiţii constructive se ia $A_{ax} = A_{ay}$	Se dau: b, h, R_c, R_a, N, M_x, M_y Se cer: $A_{ax} = A_{ay}$



Exemplu de calcul la schema 4.4

Să se armeze stîlpul din beton armat prefabricat avînd secţiunea din figură. Stîlpul nu este participant la o structură antiseismică.



$N = 500$ kN; $M_x = 40$ kNm; $M_y = 75$ kNm.

Beton: Bc 20, cazul c($R_c = 15{,}0$ N/mm²).

Oţel: PC 60($R_a = 350$ N/mm²).

I. $e_{a(x)} = e_{a(y)} = 0{,}02$ m.

II. $\begin{cases} M_{cy} = 40 + 500 \cdot 0{,}02 = 50 \text{ kNm} = 50 \cdot 10^6 \text{ Nmm}; \\ M_{cy} = 75 + 500 \cdot 0{,}02 = 85 \text{ kNm} = 85 \cdot 10^6 \text{ Nmm}. \end{cases}$

III. $n = \frac{500.000}{350 \cdot 400 \cdot 15} = 0{,}24$; $m_x = \frac{50 \cdot 10^6}{400 \cdot 350^2 \cdot 15} = 0{,}068$;

$m_y = \frac{85 \cdot 10^6}{350 \cdot 400^2 \cdot 15} = 0{,}101$.

IV. Se alege dispoziţia A armăturilor din tabelul 12 A.

V. Cu $n = 0{,}24$ şi dispoziţia A a armăturilor, din tabelul 12 A se scoate $\beta = 1{,}28$.

VI. $\frac{m_x}{m_y} = \frac{0{,}068}{0{,}101} = 0{,}673$.

VII. $k_y = \frac{1}{\sqrt[1{,}28]{(0{,}673)^{1{,}28} + 1}} = 0{,}692$

VIII. $m_{y0} = \frac{0{,}101}{0{,}692} = 0{,}146$

IX. Cu $n = 0{,}24$ şi $m_{y0} = 0{,}146$, se calculează A_{ay} cu schema 2.2

1. $a \approx 33$ mm. (bare ∅16).

2. Nu.

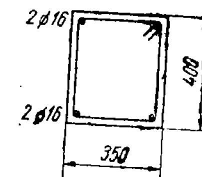
12. $\frac{a}{h} = \frac{33}{400} = 0{,}0825$; $n = 0{,}24$; $m_{y0} = 0{,}146$.

13. Din tabelul 9 B($a/h = 0{,}075$) se scoate $\alpha = 0{,}067$.

14. $A_{ay} = A'_{ay} = 0{,}067 \cdot 350 \cdot 400 \frac{15}{350} = 402$ mm².

2 ∅ 16 = 402 mm².

15. Se stabileşte dispoziţia de armături din figură ($A_{ax} = A_{ay} = 2$ ∅16)



16. A_a(total) = 4 ∅ 16 = 804 mm².

17. $p(\text{pe o latură}) = \frac{402}{350 \cdot 400} 100\% = 0,29\%$

$p(\text{total}) = \frac{804}{350 \cdot 400} 100\% = 0,58\%$

18. Din tabelul 6 B, $p_{min} = 0,4\%$; $p_{max} = 2\%$

19. $p(\text{total}) = 0,58\% < 2\%$.

20. $p(\text{pe o latură}) = 0,29\% > 0,2\%$;
$p(\text{total}) = 0,58\% > 0,4\%$.

21. Armarea stabilită la (15) este bună.

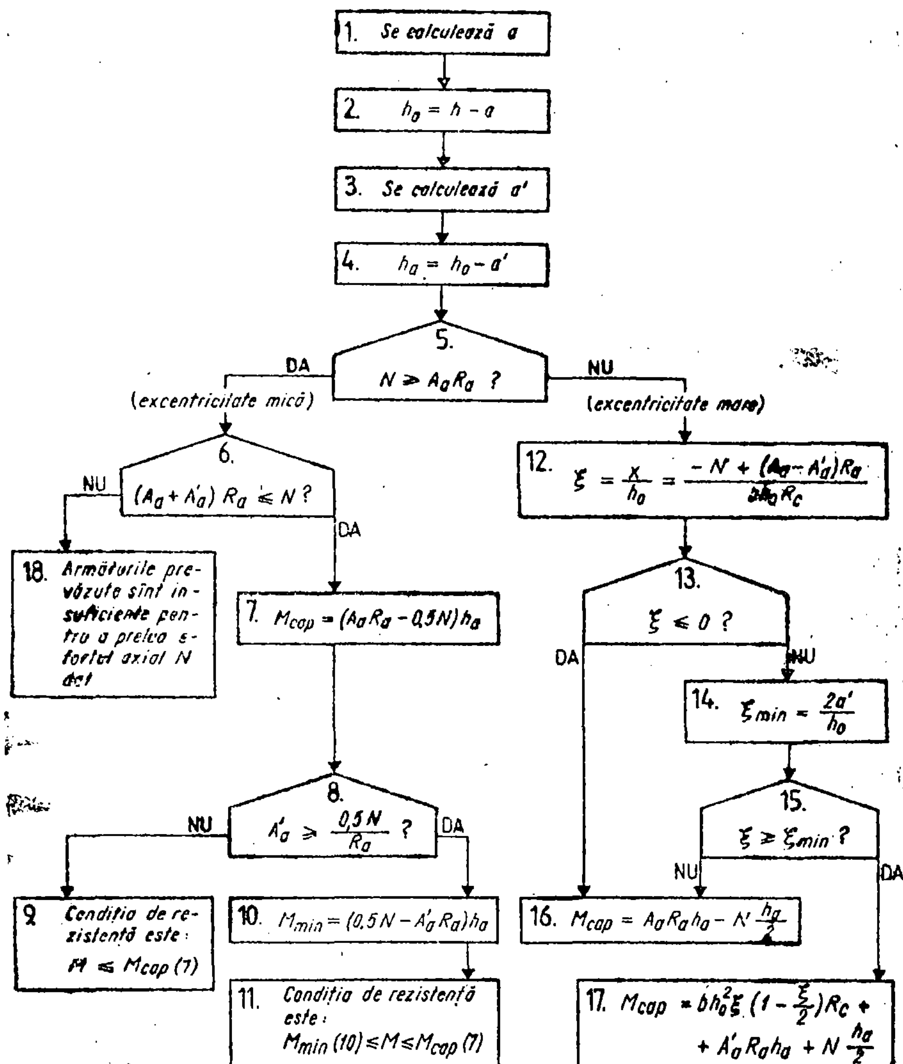
STAREA LIMITĂ DE REZISTENȚĂ

5	Întindere excentrică	Secțiuni dreptunghiulare
5.0	Notații — Diagrame de deformații specifice și eforturi unitare	

Excentricitate mică $\left(e_0 \leqslant \frac{h_a}{2}\right)$		A'_a, $+R_a$, a', h, h_0, h_a, A_a, a, b, $-R_a$, $\frac{h_a}{2}$, e, e_0, N	N = efortul axiaal calcul M = momentul încovoietorde calcul $e_0 = \frac{M}{N}$ $M_a = Ne = N\left(\frac{h_a}{2} - e_0\right)$ $x \approx 0,8\, x_{real}$
Excentricitate mare $\left(e_0 \geqslant \frac{h_a}{2}\right)$	$\xi \leqslant \frac{2a'}{h_0}$	A'_a, $x = \xi h_0$, $+R_a$, a', h, h_0, h_a, A_a, a, b, $-R_a$, $\frac{h}{2}$, $\frac{h_a}{2}$, e, e_0, N	
Schema simplificată folosită în calculul manual (fără tabele)	$\frac{2a'}{h_0} \leqslant \xi \leqslant \xi_b$	A'_a, $x = \xi h_0$, R_c, $\bar{x} = 1,25x$, $\varepsilon_{bu} = 3,5$ ‰, $\varepsilon'_a \geqslant \varepsilon_{ap}$, ε_{ap}, $\sigma'_a = -R_a$, $h/2$, A_a, b, $\varepsilon_a \geqslant \varepsilon_{ap}$, $\sigma_a = +R_a$, $h_a/2$, e_0, e, N	

Observație. Pentru secțiuni dreptunghiulare armate simetric, precum și pentru secțiuni circulare sau inelare cu armătura uniform distribuită pe perimetru, calculul se face cu tabelele 9, 10, 11. În acest caz sînt valabile notațiile din schema 2.0 (A).

STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ		
5	Întindere excentrică	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
5.1	Determinarea capacităţii portante	Se dau: $b, h, R_c, R_a, A_a, A'_a, N$ Se cere: M_{cap}

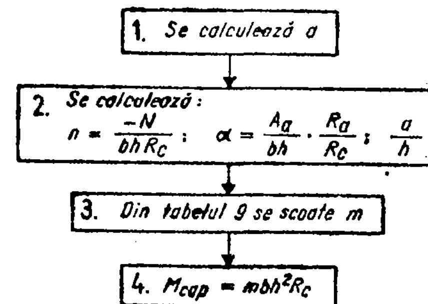


Observaţii

a. După (12) nu s-a prevăzut verificarea $\xi \leq \xi_b$?, deoarece la elementele solicitate la întindere excentrică situaţia $\xi > \xi_b$ nu intervine decît în cazuri excepţionale.

b. În condiţia (11), limitarea superioară $M \leq M_{cap}$ este dictată de A_a, iar cea inferioară $M \geq M_{min}$ de A'_a (cu cît momentul încovietor scade, pentru N = const., eforturile de întindere în armătura A'_a cresc).

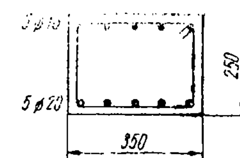
c. La elemente cu eforturi axiale de întindere de valori mici ($n = N/bhR_c \leq 0{,}26$) şi cu armare simetrică, se poate folosi pentru determinarea M_{cap} acelaşi mod de calcul ca şi pentru elementele comprimate excentric, utilizînd tabelul 9. Ordinea operaţiilor de calcul este în acest caz următoarea:



Exemple de calcul la schema 5.1

I. *Excentricitate mică*

Să se determine momentul pozitiv capabil pentru talpa unei ferme prefabricate avînd secţiunea din figură, încărcată cu efortul de întindere $N = 800$ kN $= 800\,000$ N.



Beton: Bc 25, cazul c ($R_c = 15$ N/mm²);

Oţel: PC 60 ($R_a = 350$ N/mm²);

$A_a = 5\,\varnothing\,20 = 1571$ mm²; $A'_a = 5\,\varnothing\,16 = 1005$ mm².

1. $a = 25 + \dfrac{20}{2} = 35$ mm.
2. $h_0 = 250 - 35 = 215$ mm.
3. $a' = 25 + \dfrac{16}{2} = 33$ mm.
4. $h_a = 215 - 33 = 182$ mm.
5. $A_aR_a = 1571 \cdot 350 = 665\,000$ N $< N = 800\,000$ N (excentritate mică).

6. $(1571 + 1005)\ 350 = 901\ 600\ \text{N} > N = 800\ 000\ \text{N}$.

7. $M_{cap} = (1\ 571 \cdot 350 - 0{,}5 \cdot 800\ 000)\ 182 = 237{,} \cdot 10^6\ \text{Nmm} = 27{,}3\ \text{kNm}$.

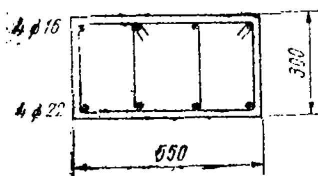
8. $\dfrac{0{,}5 \cdot 800\ 000}{350} = 1143 > A'_a = 1005\ \text{mm}^2$

9. $M_{min} = (0{,}5 \cdot 800\ 000 - 1005 \cdot 350)\ 182 = 8{,}8 \cdot 10^6\ \text{Nmm} = 8{,}8\ \text{kNm}$.

10. Condiția de rezistență: **$8{,}8 \leq M \leq 27{,}3$ kNm.**

II. *Excentricitate mare*

Să se determine momentul pozitiv capabil al montantului unui stîlp prefabricat cu goluri, avînd secțiunea din figură, încărcat cu efortul de întindere $N = 100\ \text{kN} = 100\ 000\ \text{N}$.



Beton: Bc 25, cazul c ($R_c = 15\ \text{N/mm}^2$);

Oțel: PC 60 ($R_a = 350\ \text{N/mm}^2$).

$A_a = 4\ \varnothing\ 22 = 1520\ \text{mm}^2$;

$A'_a = 4\ \varnothing\ 16 = 804\ \text{mm}^2$.

1. $a = 25 + \dfrac{22}{2} = 36\ \text{mm}$;

2. $h_0 = 300 - 36 = 264\ \text{mm}$;

3. $a' = 25 + \dfrac{16}{2} = 33\ \text{mm}$;

4. $h_a = 264 - 33 = 231\ \text{mm}$.

5. $A_a R_a = 1520 \cdot 350 = 532\ 000\ \text{N} > N = 100\ 000\ \text{N}$ (excentricitate mare).

12. $\xi = \dfrac{-100\ 000 + (1\ 520 - 804)\ 350}{550\ 264\ 15} = 0{,}069$

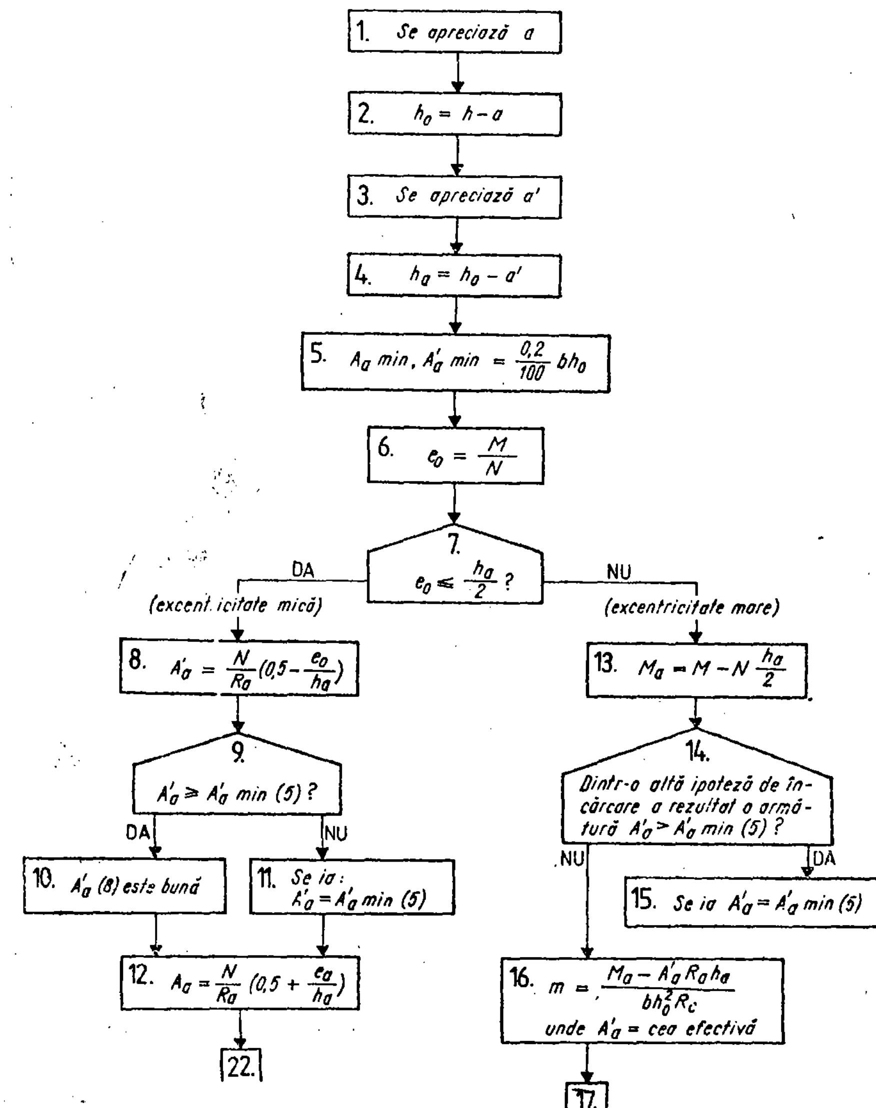
13. $\xi > 0$.

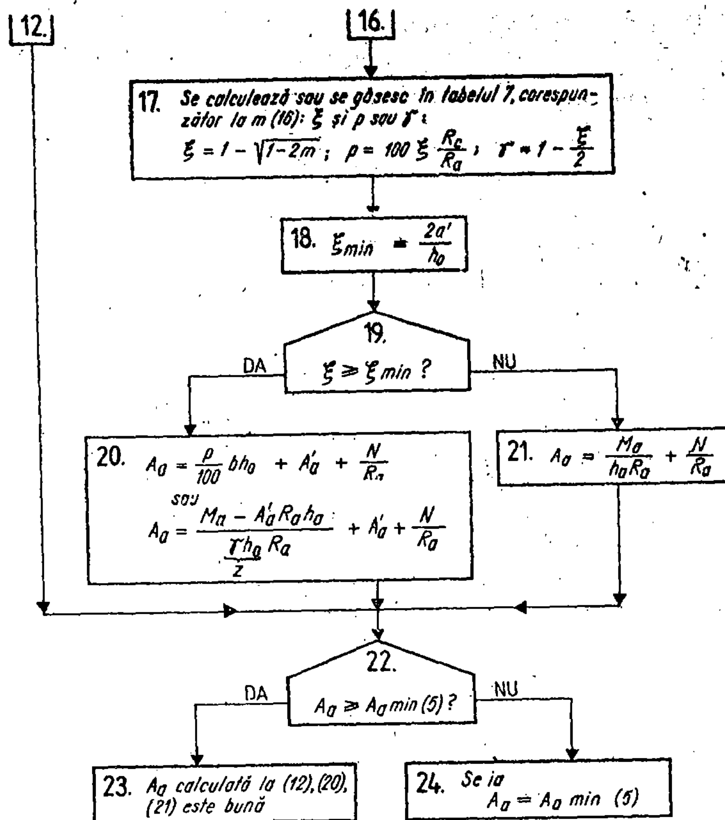
14. $\xi_{min} = \dfrac{2 \cdot 33}{264} = 0{,}250$;

15. $\xi = 0{,}069 < \xi_{min} = 0{,}250$;

16. $M_{cap} = 1520 \cdot 350 \cdot 231 - 100\ 000\ \dfrac{231}{2} = 111 \cdot 10^6\ \text{Nmm} =$ **111 kNm.**

5	Întindere excentrică	Secțiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
5.2	Dimensionarea armăturilor	Se dau: b, h, R_c, R_a, M, N Se cer: A_a, A'_a





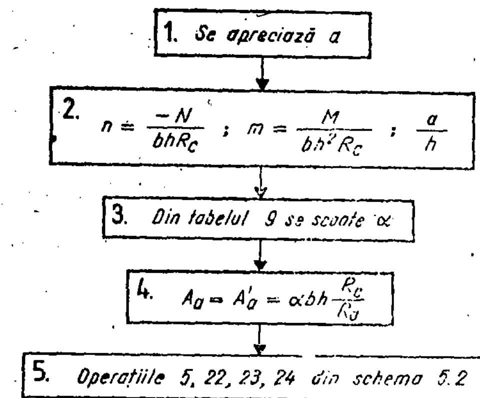
Observaţii

a. După (16) nu s-a introdus verificarea $m \leqslant m_b$? deoarece la elementele solicitate la întindere centrică cazul $m > m_b$ nu intervine decît în mod excepţional.

b. Dacă din (16) rezultă $m < 0$, se trece direct la (21).

c. La elemente cu eforturi axiale de întindere reduse ($n = N/bhR_c \leqslant \leqslant 0{,}26$) şi cu armare simetrică, se poate folosi pentru dimensionarea armăturilor acelaşi mod de calcul ca şi pentru elementele comprimate excentric,

utilizînd tabelul 9. Ordinea operaţiilor de calcul este în acest caz următoarea:

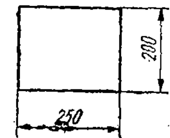


d. La elemente cu efort axial de întindere foarte mic, a căror comportare se apropie de cea a elementelor lucrînd la încovoiere pură, se poate lua $A'_a = 0$ (armare simplă), dacă din nici o altă ipoteză de încărcare nu rezultă $A'_a \neq 0$. În acest caz în operaţia (16) expresia coeficientului m se reduce la: $m = M_a/bh_0^2R_c$, iar A_a min. se ia ca pentru elementele lucrînd la încovoiere pură.

Exemple de calcul la schema 5.2

I. *Excentricitate mică*

Să se armeze tirantul unui arc prefabricat, avînd secţiunea din figură



Beton: Bc 25, cazul c ($R_c = 15$ N/mm²);

Oţel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²);

$N = 600$ kN $= 600\,000$ N; M_{max} din greutatea proprie, în cîmp şi pe reazeme (în dreptul tiranţilor verticali de suspensie) $= \pm 18$ kNm $= \pm 18 \cdot 10^6$ Nmm.

1. $a \approx 35$ mm.
2. $h_0 = 200 - 35 = 165$ mm
3. $a' \approx 35$ mm
4. $h_a = 165 - 35 = 130$ mm
5. A_a min, A'_a min $= \dfrac{0{,}2}{100}\, 250 \cdot 165 = 83$ mm²
6. $e_0 = \dfrac{18 \cdot 10^6}{600.000} = 30$ mm

7. $e_0 = 30 \text{ mm} < \frac{h_a}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ mm}$

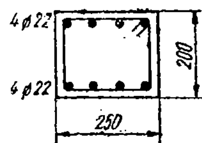
8. $A'_{,} = \frac{600.000}{300}\left(0,5 - \frac{30}{130}\right) = 538 \text{ mm}^2$

$A'_a = 538 \text{ mm}^2$ $A'_a \text{min.} = 83 \text{ mm}^2$.

10. $A'_a = 538 \text{ mm}^2$.

12. $A_a = \frac{600.000}{300}\left(0,5 + \frac{30}{130}\right) = 1462 \text{ mm}^2$. $4 \varnothing 22 = 1520 \text{ mm}^2$.

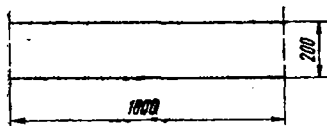
Condiția (22) este evident respectată.



Momentul încovoietor în lungul tirantului fiind de semn alternant (negativ în dreptul rezemărilor pe tiranții de suspensie și pozitiv în cîmpuri), se adoptă o armare simetrică, conform figurii.

II. *Excentricitate mare*

Să se armeze peretele din beton armat din care este reprezentată în figură o fîșie de 1 m lățime. $N = 60$ kN $= 60\,000$ N; $M = 37,5$ kNm $= 37,5 \cdot 10^6$ Nmm. Din alte ipoteze de încărcare, a rezultat $A'_a = 9 \varnothing 8/\text{m}$



Beton: Bc 15, cazul c($R_c = 9,5 \text{ N/mm}^2$);

Oțel: PC 52 ($R_a = 300 \text{ N/mm}^2$).

1. $a \approx 20$ mm

2. $h_0 = 200 - 20 = 180$ mm

3. $a' = 15 + \frac{8}{2} = 19$ mm

4. $h_a = 180 - 19 = 161$ mm

5. $A_a \text{ min}, A'_a \text{ min} = \frac{0,2}{100} 1000 \cdot 180 = 360 \text{ mm}^2$

6—7. $e_0 = \frac{37,5 \cdot 10^6}{60\,000} = 625 \text{ mm} > \frac{h_a}{2} = \frac{161}{2} = 81$ mm (excentricitate mare).

13. $M_a = 37,5 \cdot 10^6 - 60\,000 \frac{161}{2} = 32,7 \cdot 10^6$ Nmm.

14. $A'_a = 9 \varnothing 8/\text{m} = 453 \text{ mm}^2/\text{m} > A'_a \text{ min} = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$.

16. $m = \frac{32,7 \cdot 10^6 - 453 \cdot 300 \cdot 161}{1000(180)^2\, 9,5} = 0,035$

17. Din tabelul 7, se găsește $\xi = 0,035$.

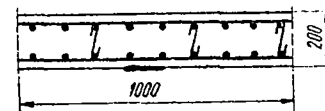
18. $\xi_{min} = \frac{2 \cdot 20}{180} = 0,222$

19. $\xi = 0,035 < \xi_{min} = 0,222$

21. $A_a/\text{m} = \frac{32,7 \cdot 10^6}{161 \cdot 300} + \frac{60\,000}{300} = 697 \text{ mm}^2/\text{m}$. $9 \varnothing 10/\text{m} = 702 \text{ mm}^2/\text{m}$.

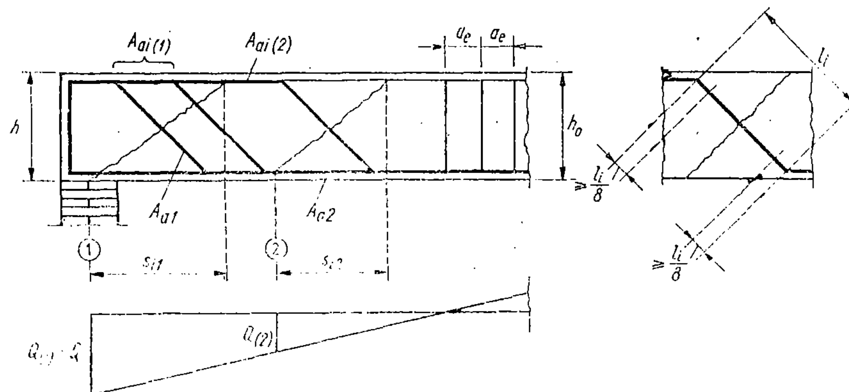
22. $702 > 360 \text{ mm}^2/\text{m}$.

23. $A_a/\text{m} = 9 \varnothing 10/\text{m}$. Armarea va fi cea din figură.



6	Forță tăietoare	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T
6.0	Notații — procedee de calcul	

A. **Notații**



Bara înclinată se ia în considerare în calcul numai cînd fisura înclinată o intersectează la cel puțin $l_i/8$ de la margine.

Mărimi geometrice	$1, 2 \ldots m$ — secțiuni de verificare s_i — lungimea proiecției fisurii înclinate pe axa elementului.
1	2
Rezistențe de calcul ale betonului la întindere, utilizate în calculul la forță tăietoare	a. Elemente încovoiate $R_{t(\text{red})} = m_s R_t$ — în secțiunile din zone plastice potențiale la acțiuni seismice: — pentru $\bar{Q} \leqslant 1 \ldots\ldots\ldots m_s = 1$ — pentru $\bar{Q} > 1 \ldots\ldots m_s = \dfrac{3 - \bar{Q}}{2}$ — în alte secțiuni: $m_s = 1$ b. Elemente comprimate excentric $R'_t = R_t(1 + 0{,}5\, n)$ unde $n = \dfrac{N}{bh\, R_c}$

1	2
Rezistențe de calcul pentru armăturile transversale	bare laminate .... $R_{at} = 0{,}8\, R_a$ S.T.N.B. .... $R_{at} = 0{,}7\, R_a$ (intervin de regulă numai în schema 6.1, la grinzile armate cu carcase sudate la care barele transversale sînt din STNB, vezi observația la schema 6.1)
Forța tăietoare	Q — forța tăietoare de calcul pe reazem. În cazul secțiunilor din zone plastice potențiale ale riglelor și stîlpilor de cadre care preiau solicitări seismice, Q este forța tăietoare asociată mecanismului de cedare considerat: — pentru o riglă cu încărcare uniform distribuită q și cu lumina liberă l_0, forța tăietoare la extremitatea A: $Q_A = \dfrac{ql_0}{2} + \dfrac{\lvert M_A \rvert + \lvert M_B \rvert}{l_0}$ unde: M_A — momentul negativ capabil în secțiunea A· M_B — momentul pozitiv capabil în secțiunea B· — pentru un stîlp cu lumina l_0: $Q_A = \dfrac{M_A + M_B}{l_0}$ unde: M_A — momentul capabil în secțiunea de moment maxim A· M_B — idem, în secțiunea de la capătul opus B (dacă se efectuează un calcul post-elastic detaliat al structurii, se poate lua: M_B = momentul din B în stadiul de solicitare în care în A se ajunge la M_A capabil)· Q_s — forța tăietoare pe reazem din acțiunea încărcărilor de cod; $\bar{Q} = \dfrac{Q}{bh_0R_t}$ (după caz, în loc de R_t se introduce R_t(red), R'_t); Q_m — forța tăietoare de calcul în secțiunea de verificare m· Q_b — forța tăietoare preluată de beton· Q_e — forța tăietoare preluată de etrieri· Q_{eb} = min. $(Q_b + Q_e)$, corespunzătoare înclinării celei mai defavorabile a fisurii:

1	2
	$\bar{Q}_{eb} = \frac{Q_{eb}}{bh_0R_t}$ (după caz, în loc de R_t se introduce $R_t(red)$, R'_t). ψ — coeficient care intră în expresia forței orizontale seismice de cod și se determină conform normativului P. 100-81, paragr. 3.2.4, tabelul 3.
Armături longitudinale	$A_{a(m)}$ — suma ariilor secțiunilor barelor drepte din zona întinsă, intersectate de fisura înclinată din secțiunea de verificare m (la grinzile simplu rezemate se consideră barele de la partea inferioară rămase neridicate; la grinzile continue și la riglele de cadru, în zonele de reazem, se consideră barele drepte de la partea superioară). $p = \frac{A_{a(m)}}{bh_0} 100\,\%$ — procentul de armare corespunzător la $A_{a(m)}$.
Etrieri	A_e — aria secțiunii unei bare de etrier. n_e — numărul de brațe verticale ale unui etrier. a_e — distanța între etrieri. $p_e = \frac{n_eA_e}{a_eb} 100\%$ — procentul de armare transversală corespunzător etrierilor.
Bare înclinate	α — unghiul de înclinare în raport cu axa elementului; $A_{ai(m)}$ — suma ariilor secțiunilor barelor înclinate care intersectează fisura înclinată din secțiunea de verificare m.

B. **Relații de calcul**

Expresia generală a forței tăietoare capabile în secțiunea de verificare (m), pentru o înclinare dată a fisurii (s_i — cunoscută):

a. Elemente încovoiate

$$Q_m cap. = Q_b + Q_e + A_{ai(m)}(0{,}8\,R_a)\sin\alpha = \frac{bh_0^2R_{t(red)}}{s_i}\bar{p} +$$

$$+ A_en_e(0{,}8\,R_a)\frac{s_i}{a_e} + A_{ai(m)}(0{,}8\,R_a)\sin\alpha$$

unde

$$s_i \leqslant 2{,}5\,h_0$$

b. Elemente comprimate excentric

$$Q_m cap. = Q_b + Q_e = \frac{bh_0^2R'_t}{s_i}\sqrt{p} + A_en_e(0{,}8\,R_a)\frac{s_i}{a_e}$$

unde $s_i \leqslant 2{,}5\,h_0$ și $s_i \leqslant l_0$.

C. **Procedee de calcul**

1. *Procedeul simplificat* (schemele 6.1, 6.2, 6.4)

$Q_m cap.$ se determină calculînd pe s_i din condiția Q_{eb} = min. $(Q_e + Q_b)$, respectiv:

$$\frac{d(Q_b + Q_e)}{ds_i} = 0$$

cu limitările date mai sus pentru s_i. Rezultă:

— Din condiția Q_{eb} = min. $(Q_b + Q_e)$:

$$\frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{100\sqrt{p}}{p_e}\cdot\frac{R_{t(red)}}{0{,}8\,R_a}} \quad \text{și} \quad \bar{Q}_{eb} = 2\sqrt{\frac{p_e\sqrt{p}\,0{,}8\,R_a}{100\,R_{t(red)}}}$$

de unde p_e necesar $= \frac{\bar{Q}_{eb}}{3{,}2\sqrt{p}}\cdot\frac{R_{t(red)}}{R_a} 100\,\%$

— din condiția $s_i/h_0 \leqslant 2{,}5$:

$$Q_{eb} = \frac{\sqrt{p}}{2{,}5} + \frac{p_e}{50}\cdot\frac{R_a}{R_{t(red)}} \text{ de unde } p_c \text{ necesar} = \frac{\left(\bar{Q}_{cb} - \frac{\sqrt{p}}{2{,}5}\right)50\,R_{t(red)}}{R_a}.$$

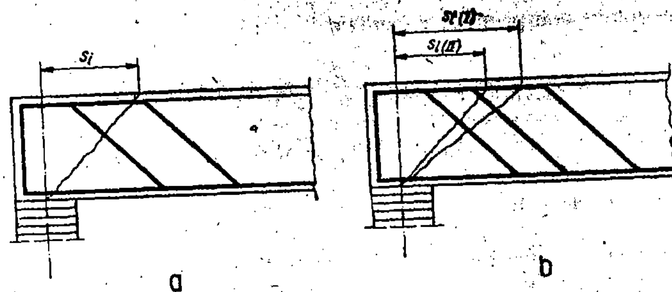
În cazul elementelor comprimate excentric, în formulele de mai sus se înlocuiește $R_{t(red)}$ cu R'_t.

În fiecare secțiune de verificare (m) se admite că fisura înclinată intersectează numai barele înclinate din prima secțiune de înclinare din vecinătatea fisurii, chiar dacă din valoarea obținută pentru s_i ar rezulta că fisura intersectează și barele înclinate din secțiunile următoare. În aceasta constă aproximația în sens acoperitor a procedeului simplificat, care permite un calcul direct.

2. *Procedeul prin încercări* (schema 6.3)

Se folosește expresia generală a forței tăietoare capabile, care este funcție de s_i. Se dau diferite înclinări fisurii și se determină pentru fiecare caz $Q_{m\,cap}$. Se adoptă cea mai mică dintre valorile obținute.

Pentru a reduce la minimum numărul de încercări necesare, se recomandă să se procedeze după cum urmează (v. figura):



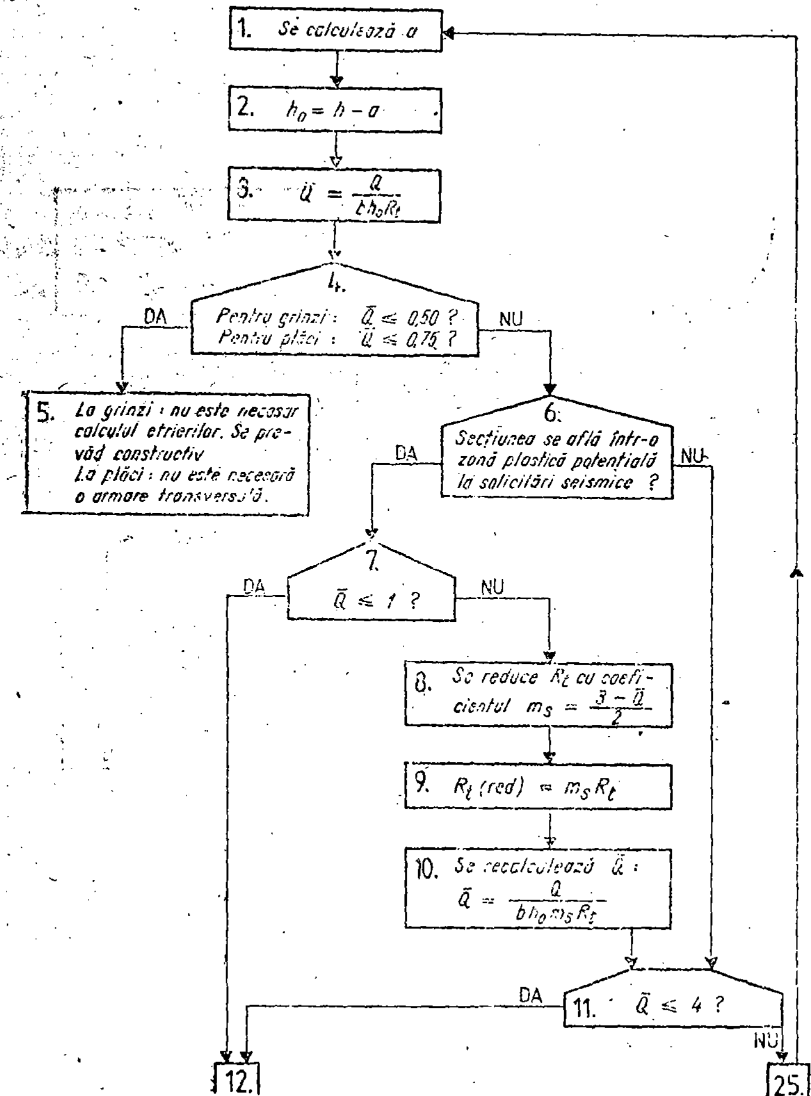
— Se determină s_i prin procedeul simplificat, cu ajutorul schemei 6.2.

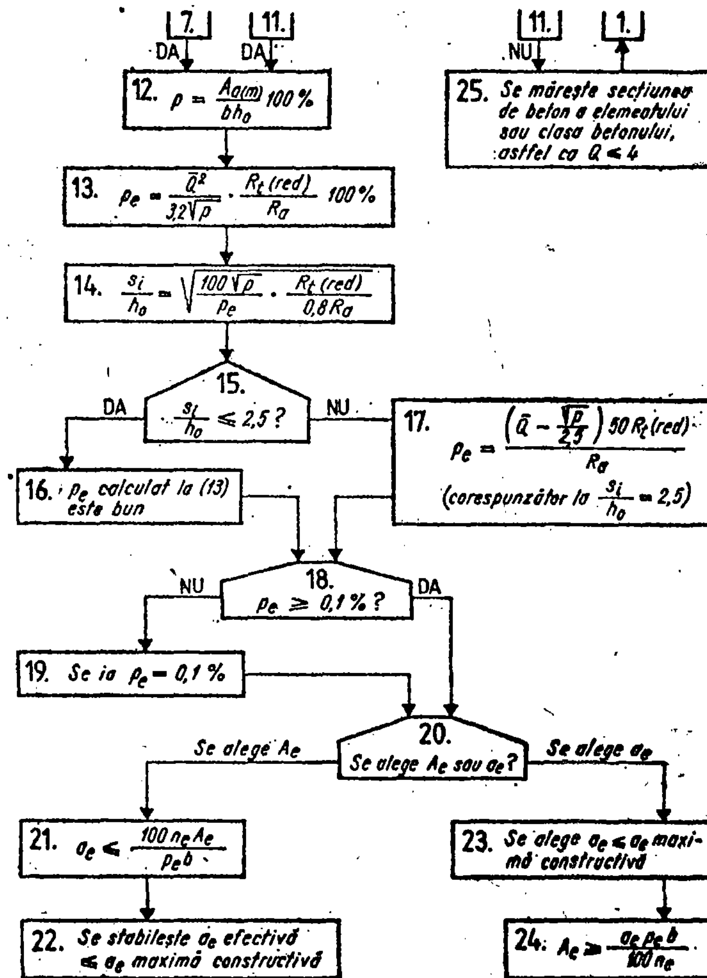
— Dacă fisura corespunzătoare la s_i astfel determinat intersectează numai barele înclinate din prima secțiune de ridicare (fig. a), s_i calculată conform schemei 6.2 rămîne valabilă și se calculează pe această bază $Q_{m\ cap}$.

— Dacă fisura corespunzătoare la s_i determinată conform schemei 6.2, notată în figură cu $s_{i(I)}$, intersectează barele înclinate din două sau mai multe secțiuni, atunci se face o încercare suplimentară și cu fisura cea mai apropiată de $s_{i(I)}$ care nu intersectează decît barele înclinate din prima secțiune, notată în fig. b cu $s_{i(II)}$. Rezultă astfel necesare numai două încercări.

La grinzile obișnuite, la care barele înclinate disponibile prin ridicarea a 60 ... 70% din barele din cîmp sînt suficiente pentru preluarea forței tăietoare, se admite folosirea procedeului de calcul simplificat conform schemei 6.2. Procedeul prin încercări, mai laborios, este recomandat în situațiile speciale cînd din calculul simplificat rezultă că armăturile înclinate disponibile nu sînt suficiente pentru preluarea forței tăietoare.

6	Forță tăietoare	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T — fără efort axial
6.1	Dimensionarea armăturilor transversale (numai etrieri)	Se dau: b, h, R_t, R_a, $A_{a(m)}$, Q Se cer: A_e, a_e





Observație.

În cazul grinzilor armate cu carcase sudate la care barele transversale sînt din STNB, $R_{at} = 0{,}7\ R_a$ și în consecință în operațiile (13), (14) și (17) coeficienții numerici se modifică după cum urmează:

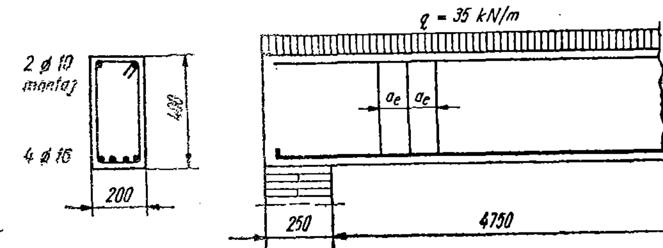
(13) .... 2,8 în loc de 3,2

(14) .... 0,7 R_a în loc de 0,8 R_a

(17) .... 57 în loc de 50.

Exemplu de calcul la schema 6.1

Să se dimensioneze etrierii grinzii din figură, fără bare înclinate. Grinda nu face parte dintr-o structură antiseismică.



Beton: Bc 15 ($R_t = 0{,}8$ N/mm²); oțel în etrieri: OB 37 ($R_a =$ $= 210$ N/mm²);

Armarea longitudinală, dusă pînă la reazeme: $A_{a(m)} = 4\ \varnothing\ 16 = 804$ mm²;

Deschiderea de calcul: $l \approx 1{,}05 \cdot 4{,}75 = 5{,}00$ m.

$$Q_{max} = \frac{35 \cdot 5{,}00}{2} = 87{,}5 \text{ kN} = 87\,500 \text{ N}.$$

1. $a = 25 + \frac{16}{2} = 33$ mm;

2. $h_0 = 400 - 33 = 367$ mm

3. $\bar{Q} = \frac{87.500}{200 \cdot 367 \cdot 0{,}80} = 1{,}49$;

4. $\bar{Q} = 1{,}49 > 0{,}5$;

6. Nu.

11. $\bar{Q} = 1{,}49 < 4$

12. $p = \frac{804}{200 \cdot 367} 100\ \% = 1{,}10\ \%$

13. $p_e = \frac{1{,}49^2 \cdot 0{,}80}{3{,}2\sqrt{1{,}10} \cdot 210} 100\ \% = 0{,}25\ \%$

14. $\frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{100\sqrt{1{,}10}}{0{,}25} \cdot \frac{0{,}80}{0{,}8 \cdot 210}} =$ [illegible]

15. $\frac{s_i}{h_0} =$ [illegible]

16. $p_e = 0{,}25\ \%$;

18. $p_e = 0{,}25\,\% > 0{,}1\,\%$

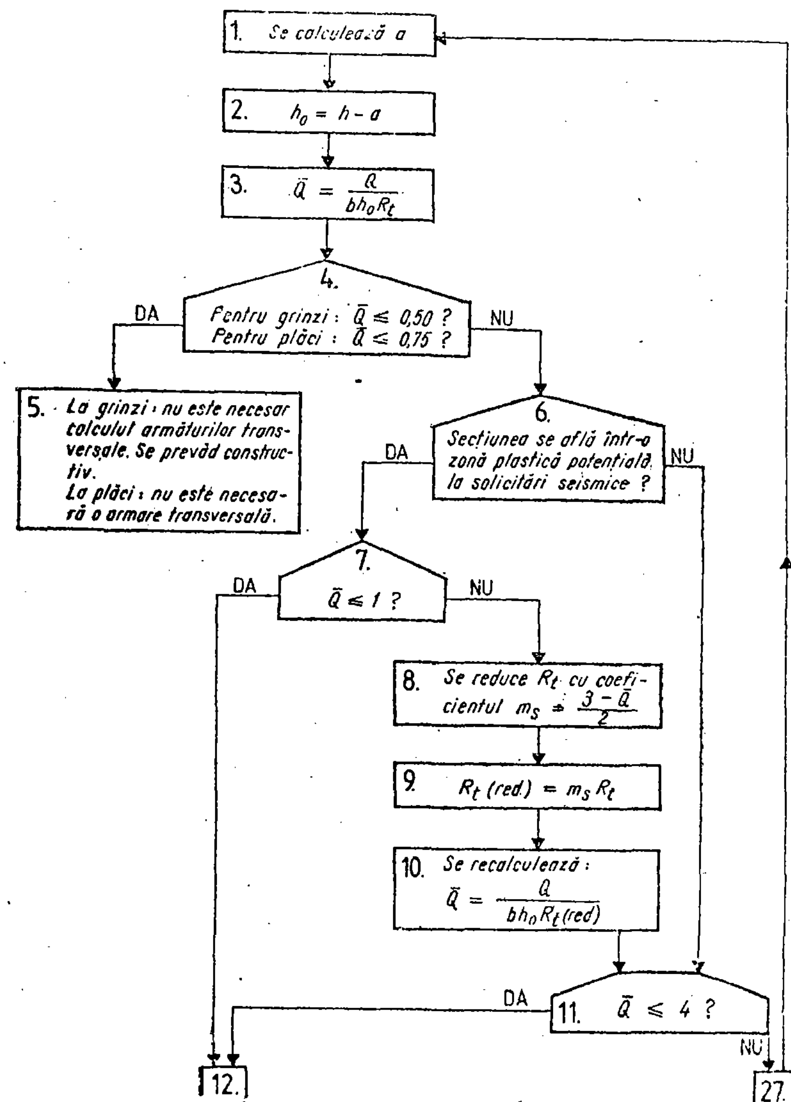
20. Se alege A_e. Etrieri ∅8 ($A_a = 50{,}3$ mm²); $n_e = 2$.

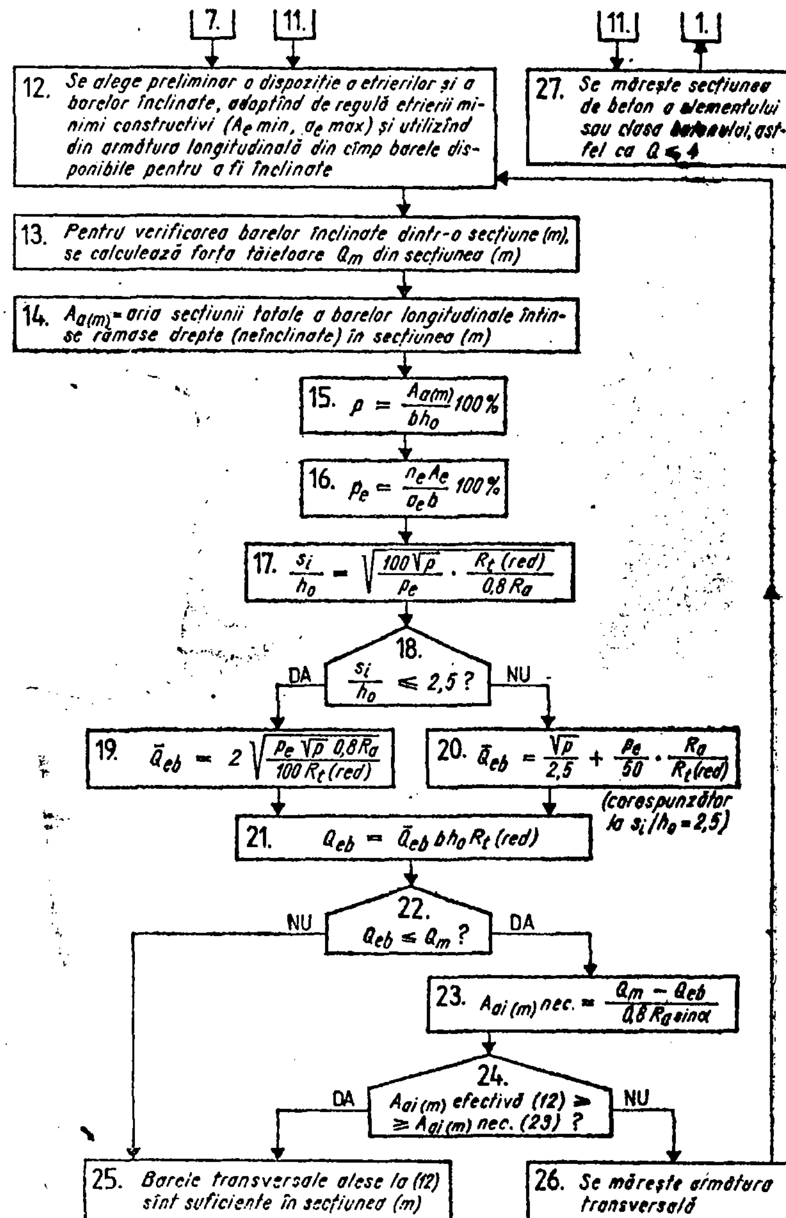
21. $a_e \leqslant \dfrac{100 \cdot 2 \cdot 50{,}3}{0{,}25 \cdot 200} = 201$ mm ≈ 200 mm

22. a_e max. constructivă: 300 mm; $\dfrac{3}{4}h = \dfrac{3}{4}\,400 = 300$ mm

Se prevăd etrieri ∅ **8 la 200 mm distanţă.**

6	Forţă tăietoare	Secţiuni dreptunghiulare sau în formă de T — fără efort axial
6.2	Dimensionarea armăturilor transversale (etrieri + bare înclinate) — procedeu simplificat	Se dau: b, h, R_t, R_a, $A_{a(m)}$, Q Se cer: A_e, a_e, A_{ai}





Observație.

La (26) majorarea armăturii transversale se poate face fie la etrieri, fie la barele înclinate.

Exemplu de calcul la schema 6.2

Să se dimensioneze armăturile transversale ale riglei de cadru din figură. Cadrul preia solicitări seismice (grad 7). Încărcarea gravitațională și dispoziția adoptată preliminar pentru barele longitudinale, pe baza dimensionării la momentele încovoietoare și a respectării prevederilor constructive, sînt arătate în figură.

Beton: Bc 15 (R_t = 0,8 N/mm²);

Oțel, inclusiv în etrieri: PC 52 (R_a = 300 N/mm²).

Verificarea se face pentru jumătatea din dreapta a riglei, unde Q = max. și anume:

— în secțiunea *(A)* de lîngă stîlp;

— în secțiunea *(B)* de trecere de la prima bară înclinată la cea de a doua;

— în secțiunea *(C)*, de unde armătura transversală se reduce la etrieri

Sensul de acțiune al forțelor orizontale cel mai defavorabil pentru această parte a riglei (Q_A = max.) este de la stînga spre dreapta. Se admite că în această situație se formează la cele două capete ale riglei articulații plastice și anume: cu moment pozitiv în capătul din stînga și cu moment negativ la cel din dreapta.

Secțiunea	a (mm)	h_0 (mm)	A_a (mm²)	ξ	$\gamma = 1 - \frac{\xi}{2}$	$M_{cap} = \gamma h_0 A_a R_a$ (Nmm)
reazem stg. (M^+)	33	517	2 ⌀ 16 = = 402	0,098	0,951	$59{,}3 \cdot 10^6$
reazem dr. (M^-)	45	505	3 ⌀ 20 + 2 ⌀ 16 = = 1344	0,336	0,832	$169{,}4 \cdot 10^6$

Verificare în secțiunea (A)

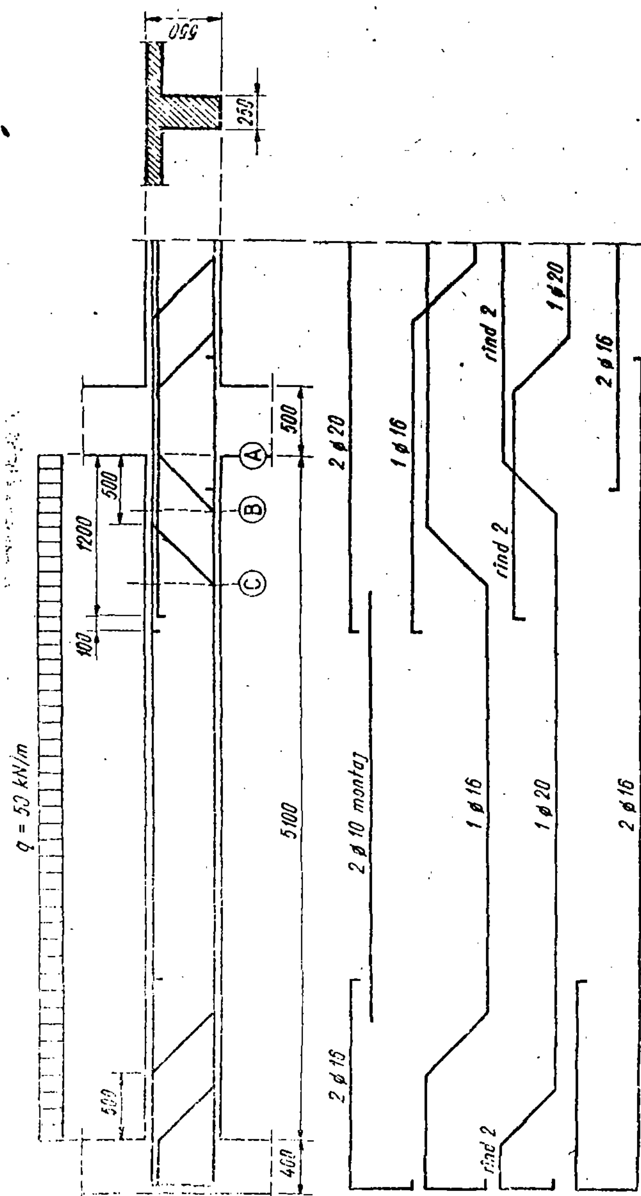
Forța tăietoare în A, asociată formării articulațiilor plastice la extremitățile riglei, este:

$$Q_A = \frac{50 \cdot 5{,}10}{2} + \frac{169{,}4 + 59{,}3}{5{,}10} = 172 \text{ kN} = 172.000 \text{ N}$$

1. a = 45 mm;

2. h_0 = 550 − 45 = 505 mm

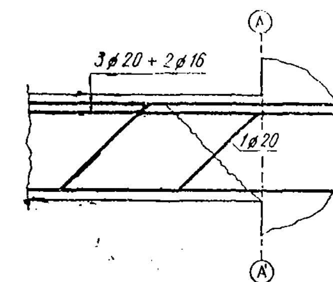
3. $\bar{Q} = \dfrac{172.000}{250 \cdot 505 \cdot 0{,}8} = 1{,}70;$



4. $\bar{Q} > 0{,}50$;

6. Da.

7. $\bar{Q} = 1{,}70 > 1$.



8. $m_s = \dfrac{3 - 1{,}70}{2} = 0{,}65$;

9. $R_{t(red)} = 0{,}65 \cdot 0{,}8 = 0{,}5$

10. $\bar{Q} = \dfrac{172.000}{250 \cdot 505 \cdot 0{,}52} = 2{,}62$;

11. $\bar{Q} = 2{,}62 < 4$.

12. **Dispoziţia armăturilor este cea din figură.**

13. În secţiunea (A), $Q_m = 172$ kN.

14. $A_{a(m)} = 3 \varnothing\, 20 + 2 \varnothing\, 16 = 1344$ mm²;

15. $p = \dfrac{1\,344}{250 \cdot 505}\, 100\,\% = 1{,}06\,\%$;

16. Se aleg etrieri $\varnothing$ 8/200 mm. $A_e = 50{,}3$ mm²; $n_e = 2$.

$$p_e = \frac{2 \cdot 50{,}3}{200 \cdot 520}\, 100\,\% = 0{,}20\,\%$$

17. $\dfrac{s_i}{h_0} = \sqrt{\dfrac{100\sqrt{1{,}06}}{0{,}20} \cdot \dfrac{0{,}52}{0{,}8 \cdot 300}} = 1{,}06$;

18. $\dfrac{s_i}{h_0} = 1{,}06 < 2{,}5$.

19. $\bar{Q}_{eb} = 2\sqrt{\dfrac{0{,}20\sqrt{1{,}06} \cdot 0{,}8 \cdot 300}{100 \cdot 0{,}52}} = 1{,}95$;

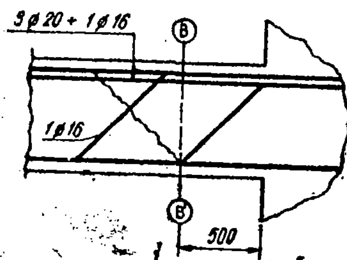
21. $Q_{eb} = 1{,}95 \cdot 250 \cdot 505 \cdot 0{,}52 = 128 \cdot 10^3\ \text{N} = 128$ kN.

22. $Q_{eb} = 128 < Q_m = 172$ kN.

23. $A_{ai(m)}$ nec. $= \dfrac{172.000 - 128.000}{0{,}8 \cdot 300 \cdot 0{,}707} = 259$ mm²

24. $A_{ai(m)}$ efectivă $= 1 \varnothing\, 20 = 314$ mm² > 259 mm².

25. **Armarea transversală adoptată la (12) şi (16) este corespunzătoare în secţiunea (*A*).**

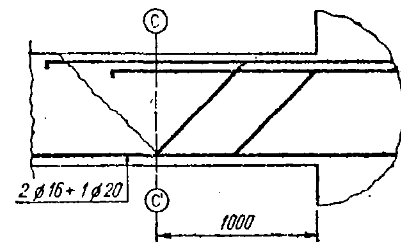


Verificare în secțiunea (B)

$Q_B = Q_A - 0{,}50\ q = 172 - 0{,}50 \cdot 50 = 147$ kN.

1. $a = 45$ mm;
2. $h_0 = 505$ mm.
3. $\bar{Q} = \frac{147\,000}{250 \cdot 505 \cdot 0{,}8} = 1{,}46$;
4. $\bar{Q} > 0{,}50$;
6. Da;
7. $\bar{Q} = 1{,}46 > 1$.
8. $m_t = \frac{3 - 1{,}46}{2} = 0{,}77$;
9. $R_{t(red)} = 0{,}77 \cdot 0{,}8 = 0{,}62$ N/mm²;
10. $\bar{Q} = \frac{147.000}{250 \cdot 505 \cdot 0{,}62} = 1{,}88$;
11. $\bar{Q} = 1{,}88 < 4$.
13. $Q_m = 147$ kN; 14. $A_{a(m)} = 3\varnothing\, 20 + 1\,\varnothing\, 16 = 1143$ mm²;
15. $p = \frac{1143}{250 \cdot 505}\, 100\,\% = 0{,}90\,\%$;
16. $p_e = 0{,}20\,\%$ la fel ca în secțiunea (A);
17. $\frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100\sqrt{0{,}90}}{0{,}20} \cdot \frac{0{,}62}{0{,}8 \cdot 300}} = 1{,}11$;
18. $\frac{s_t}{h_0} = 1{,}11 < 2{,}5$.
19. $\bar{Q}_{eb} = 2\sqrt{\frac{0{,}20\sqrt{0{,}90} \cdot 0{,}8 \cdot 300}{100 \cdot 0{,}62}} = 1{,}71$.
21. $Q_{eb} = 1{,}71 \cdot 250 \cdot 505 \cdot 0{,}62 = 133{,}9 \cdot 10^3$ N $= 133{,}9$ kN.
22. $Q_{eb} = 133{,}9 < Q_m = 147$ kN.
23. $A_{at(m)}$ nec. $= \frac{147\,000 - 133\,900}{0{,}8 \cdot 300 \cdot 0{,}707} = 77{,}2$ mm²;
24. $A_{at(m)}$ efectivă $= 1\ \varnothing\ 16 = 201$ mm² $> 77{,}2$ mm²
25. Armarea transversală adoptată la (12) și (16) este **corespunzătoare** și în secțiunea (B).

Verificare în secțiunea (C)



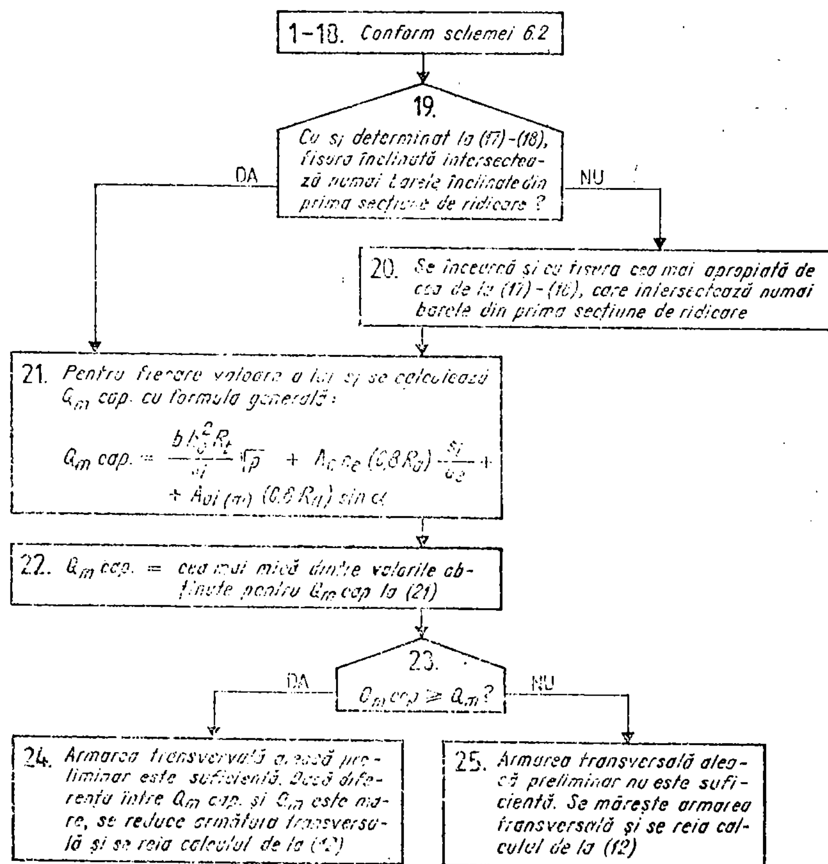
(numai etrieri — se utilizează schema 6.1)

$Q_C = Q_B - 0{,}50\, q = 147 - 0{,}50 \cdot 50 = 122$ kN.

1. $a = 35$ mm;
2. $h_0 = 515$ mm;
3. $\bar{Q} = \frac{122.000}{250 \cdot 515 \cdot 0{,}8} = 1{,}18$;
4. $\bar{Q} > 0{,}50$.
6. Nu (secțiunea C iese din zona de plastificare de la capătul grinzii);
11. $\bar{Q} = 1{,}18 < 4$;
12. $A_{a(m)} = 2\ \varnothing\ 16 + 1\ \varnothing\ 20 = 716$ mm²; $p = \frac{716}{250 \cdot 515}\, 100\,\% = 0{,}56\,\%$.
13. $p_e = \frac{1{,}18^2}{3{,}2\sqrt{0{,}56}} \cdot \frac{0{,}8}{300}\, 100\,\% = 0{,}155\,\%$.
14. $\frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100\sqrt{0{,}56}}{0{,}155} \cdot \frac{0{,}8}{0{,}8 \cdot 300}} = 1{,}27$;
15. $\frac{s_t}{h_0} = 1{,}27 < 2{,}5$.
16. p_e necesar $= 0{,}155\,\%$.

p_e efectiv, la fel ca în secțiunile (A) și $(B) = 0{,}20\,\% > 0{,}155\,\%$. Deci etrierii prevăzuți sînt suficienți și în secțiunea (C).

6	Forță tăietoare	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T — fără efort axial
6.3	Dimensionarea armăturilor transversale (etrieri + bare înclinate) — procedeu prin încercări	Se dau: b, h, R_t, R_a, $A_{a(m)}$, Q_m Se cer: A_e, a_e, A_{ai}

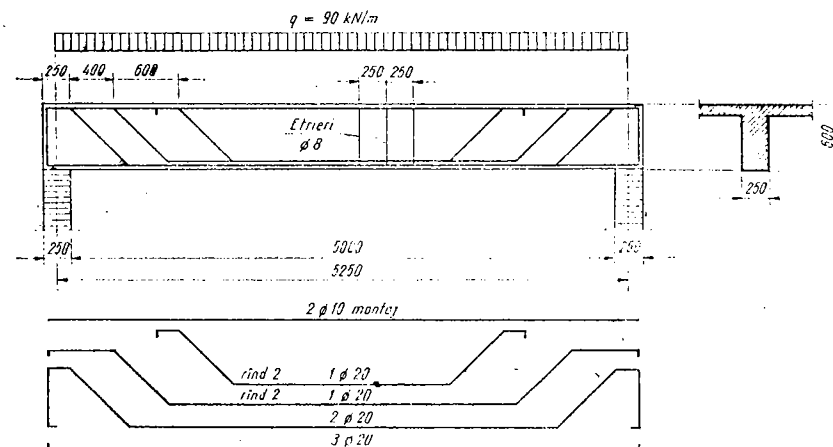


Observație.

În expresia $Q_{m,\ cap.}$ (21), raportul s_i/a_e reprezintă numătul efectiv de etrieri intersectați de fisura înclinată. În consecință, s_i/a_e se rotunjește la numere întregi, în minus.

Exemplu de calcul la schema 6.3

Să se verifice armăturile transversale ale grinzii simplu rezemate din figură, în secțiunea Q_{max}.



Beton: Bc 15 (R_t = 0,8 N/mm²); oțel PC 52 (R_a = 300 N/mm²).

Încărcarea și dispoziția armăturilor sînt arătate în figură. Deschiderea de calcul: l = 5,25 m.

$$Q_{max} = \frac{90 \cdot 5,25}{2} = 236 \text{ kN} = 236.000 \text{ N}.$$

După schema 6.2:

1. $a = 2,5 + \frac{20}{2} + \frac{2}{7}\,45 = 48$ mm;

2. $h_0 = 600 - 48 = 552$ mm;

3. $\bar{Q} = \frac{236.000}{250 \cdot 552 \cdot 0,8} = 2,13$;

4. $\bar{Q} = 2,13 > 0,5$;

6. Nu.

11. $\bar{Q} = 2,13 < 4$.

12. Armăturile longitudinale și transversale conform figurii.

13. $Q_m = Q_{max} = 236$ kN.

14. $A_{a(m)} = 3\varnothing\ 20 = 942$ mm².

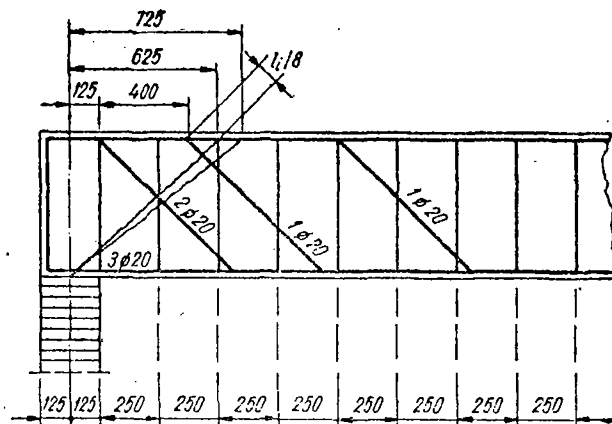
15. $p = \frac{942}{250 \cdot 552}\,100\,\% = 0,68\,\%$;

16. $p_e = \frac{2 \cdot 50,3}{250 \cdot 250} 100\,\% = 0,16\,\%$;

17. $\frac{s_i}{h_0} = \sqrt{\frac{100\sqrt{0,68}}{0,16} \cdot \frac{0,8}{0,8 \cdot 300}} = 1,13$; $s_i = 1,31 \cdot 552 = 725$ **mm.**

18. $s_i/h_0 < 2,5$.

Calculul continuă după schema 6.3.



19. Din figură se vede că fisura înclinată trasată cu $s_i = 725$ mm intersectează și bara înclinată din a doua secțiune de înclinare.

20. A doua încercare se face cu o fisură care ar intersecta această bară la $l_i/8$, deci se ia în considerare că intersectează numai barele din prima secțiune de înclinare. Grafic, pe figură, corespunde $s_i = 600$ mm.

21. $Q_m\ cap. = \frac{250 \cdot 552^2 \cdot 0,8\sqrt{0,68}}{s_i} + 50,3 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 300 \frac{s_i}{a_e} +$

$+ A_{ai(m)}\, 0,8 \cdot 300 \cdot 0,707 = \frac{50,25 \cdot 10^6}{s_i} + 24\,144 \frac{s_i}{a_e} + 170\, A_{ai(m)}$

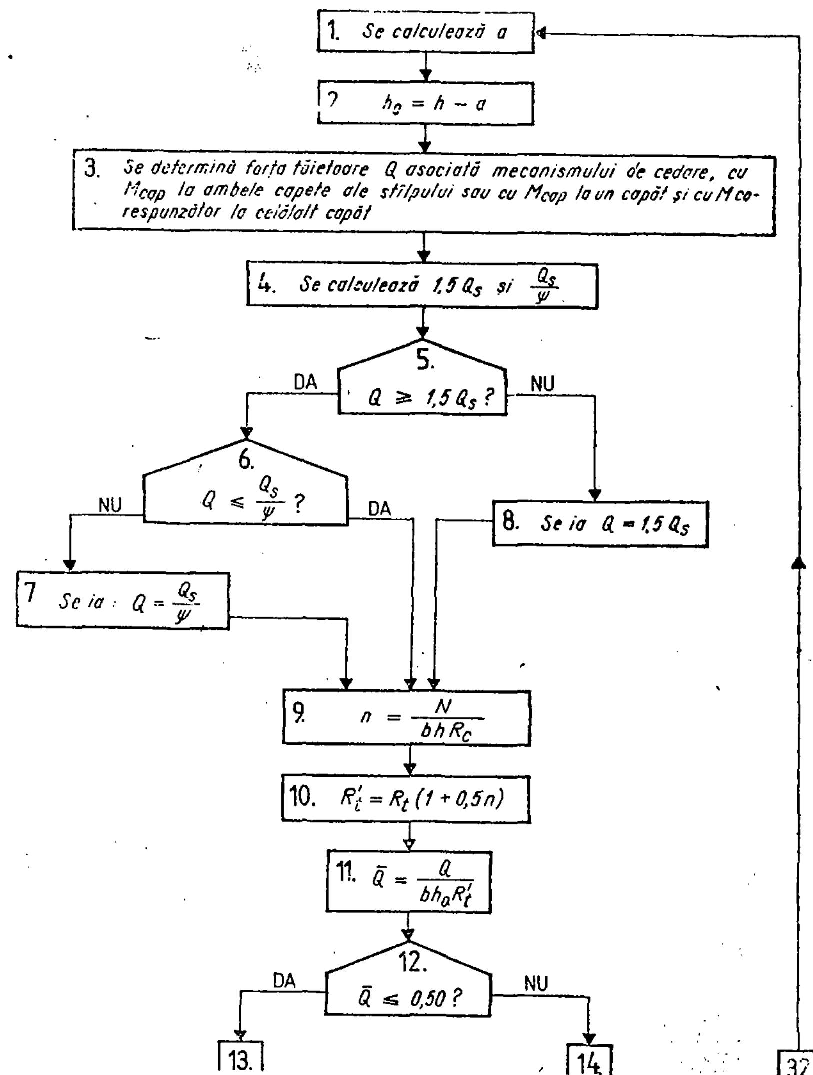
Încercarea	s_i (mm)	s_i/a_e (numărul etrierilor intersectați)	$A_{ai(m)}$ bare Ø20	$A_{ai(m)}$ mm²	$\frac{50,25 \cdot 10^6}{s_i}$	$24\,144 \frac{s_i}{a_e}$	$170\, A_{ai(m)}$	Q_m *cap.* (N)
I	725	2	2	628	69 310	72 432	160 140	**301 382**
II	600	3	3	942	83 750	48 288	160 760	**238 798**

22. $Q_{m\ cap.} = 238,8\ 10^3$N $= 238,8$ kN.

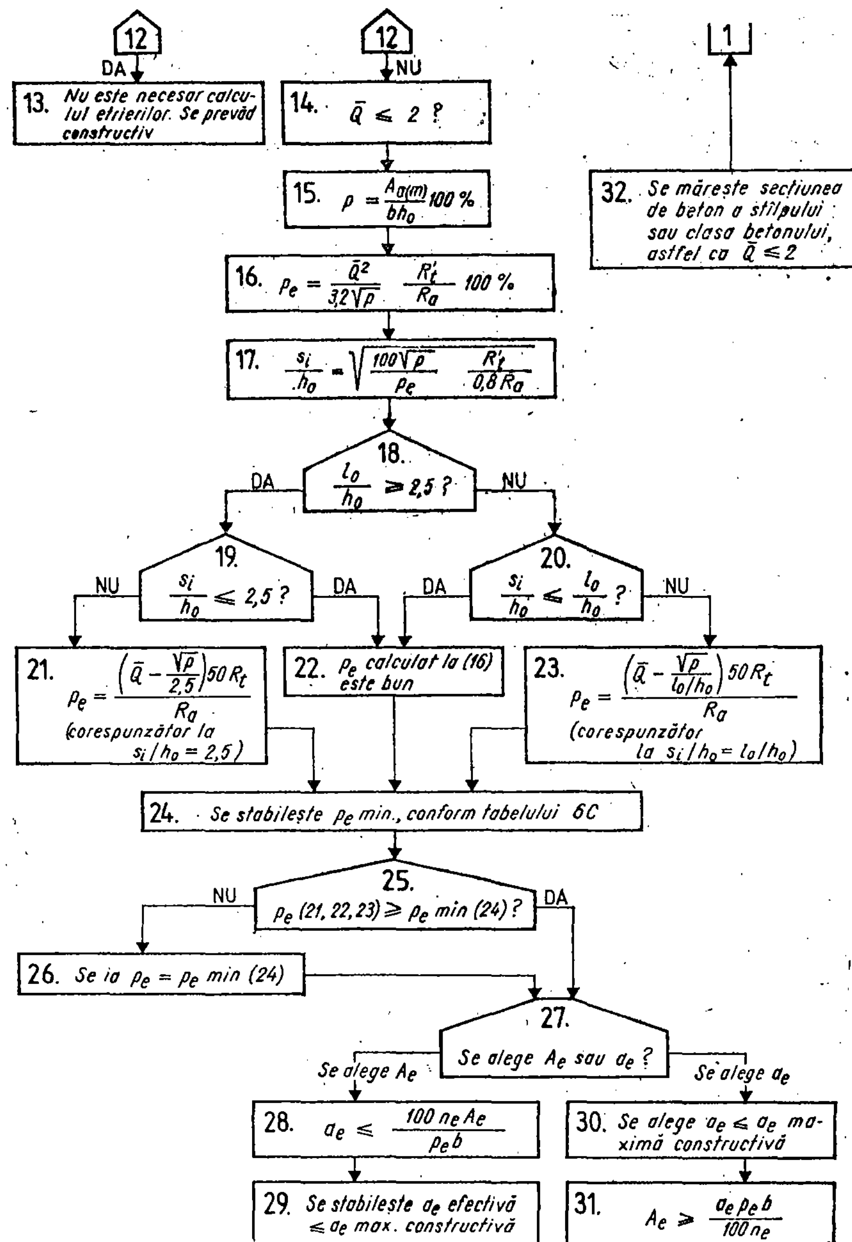
23. $Q_{m\ cap.} = 238,8$ kN $> Q_m = 236$ kN.

24. Armarea transversală aleasă este bună.

6	Forță tăietoare	Stîlpi comprimați excentric, cu secțiune dreptunghiulară, participanți la structuri antiseismice
6.4	Dimensionarea armăturilor transversale (etrieri)	Se dau: b, h, l_0, R_c, R_t, R_a, $A_{a(m)}$, Q_s, N, Se cer: A_e, a_e



Schema 6.4. (continuare)



Observație

Schema 6.4 este dată pentru cazul curent al stîlpilor participanți la structuri antiseismice la care se admite că sub acțiunea seismică se formează la una din extremități o zonă plastică potențială. Pentru stîlpii neparticipanți la structuri antiseismice și pentru cei la care pe baza unui calcul dinamic post-elastic se poate demonstra că sub acțiunea seismică rămîn în stadiul elastic, operațiile (3) ... (7) nu sînt necesare. În asemenea cazuri însă de regulă nici nu este necesară o verificare a stîlpilor respectivi la forță tăietoare, etrierii dimensionați constructiv pe baza procentului minim de armare transversală (tab. 6 c) fiind suficienți.

Exemplu de calcul la schema 6.4

Să se efectueze verificarea la forță tăietoare și dimensionarea etrierilor pentru un stîlp avînd secțiunea de beton și armarea longitudinală din exemplul la schema 2.6, în situația cînd stîlpul are lumina liberă de 2,60 m și face parte dintr-un cadru al unei structuri din zona C. Dimensionarea etrierilor se face pentru porțiunea curentă a stîlpului, din afara zonei plastice potențiale de la baza etajului.

Forța tăietoare calculată din gruparea specială de încărcări, cu încărcările orizontale seismice de cod, este $Q_s = 285$ kN.

4⌀25; 2⌀20; 2⌀20; 4⌀25; 650; 650

Beton: Bc 15 ($R_c = 8{,}0$ N/mm²; $R_t = 0{,}8$ N/mm²);

Oțel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²):

$N = 1\,000$ kN $= 1\,000\,000$ N.

A_a (pe o latură) $= 4 \varnothing 25 = 1963$ mm².

Conform prevederilor normativului P. 100-81, pentru cadre etajate cu mai multe deschideri, $\psi = 0{,}20$.

1. $a = 38$ mm;

2. $h_0 = 650 - 38 = 612$ mm.

3. Din exemplul la schema 2.6 s-a obținut $M_{cap} = 579{,}3$ kNm. În lipsa unui calcul post-elastic mai detaliat al structurii, se consideră la ambele capete ale stîlpului $M = M_{cap}$. Forța tăietoare asociată acestei situații este:

$$Q = \frac{2 \cdot 579{,}3}{2{,}60} = 446 \text{ kN} = 446\,000 \text{ N}.$$

4. $1{,}5\ Q_s = 1{,}5 \cdot 285 = 428$ kN; $\quad \frac{Q_s}{\psi} = \frac{285}{0{,}20} = 1425$ kN.

5. $Q = 446$ kN $> 1{,}5\ Q_s = 428$ kN;

6. $Q = 446$ kN $< \frac{Q_s}{\psi} = 1425$ kN.

9. $n = \frac{1\,000\,000}{650 \cdot 612 \cdot 8{,}0} = 0{,}296$

10. $R_t' = 0{,}8(1 + 0{,}5 \cdot 0{,}296) = 0{,}92$ N/mm²

11. $\bar{Q} = \dfrac{446\,000}{650 \cdot 612 \cdot 0{,}92} = 1{,}22$; 12. $\bar{Q} = 1{,}22 > 0{,}50$; $\bar{Q} = 1{,}22 < 2$.

15. $p = \dfrac{1963}{650 \cdot 612} 100\,\% = 0{,}49\,\%$;

16. $p_e = \dfrac{1{,}22^2}{3{,}2\sqrt{0{,}49}} \cdot \dfrac{0{,}92}{300}\, 100\,\% = 0{,}20\,\%$;

17. $\dfrac{s_i}{h_0} = \sqrt{\dfrac{100\sqrt{0{,}49}}{0{,}20} \cdot \dfrac{0{,}92}{0{,}8 \cdot 300}} = 1{,}16$;

18. $\dfrac{l_0}{h_0} = \dfrac{2{,}60}{0{,}65} = 4{,}0 > 2{,}5$; 19. $\dfrac{s_i}{h_0} = 1{,}16 < 2{,}5$.

22. $p_e(16) = 0{,}20\%$.

24. Pentru grad de protecţie antiseismică 8, în afara zonelor plastice potenţiale, conform tabelului 6 C, $p_e\,min = 0{,}15\%$.

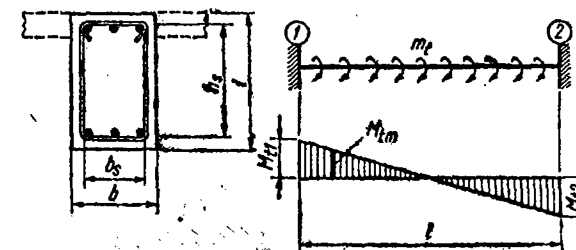
25. $p_e(16) = 0{,}20\% > p_e\,min = 0{,}15\%$;

26. Se alege A_e. Etrieri Ø 8 cu 4 braţe verticale ($A_e = 50{,}3$ mm², $n_e = 4$).

28. $a_e \leqslant \dfrac{100 \cdot 4 \cdot 50{,}3}{650 \cdot 0{,}20} = 155$ mm.

29. Se aleg etrieri Ø **8 la 150 mm distanţă.**

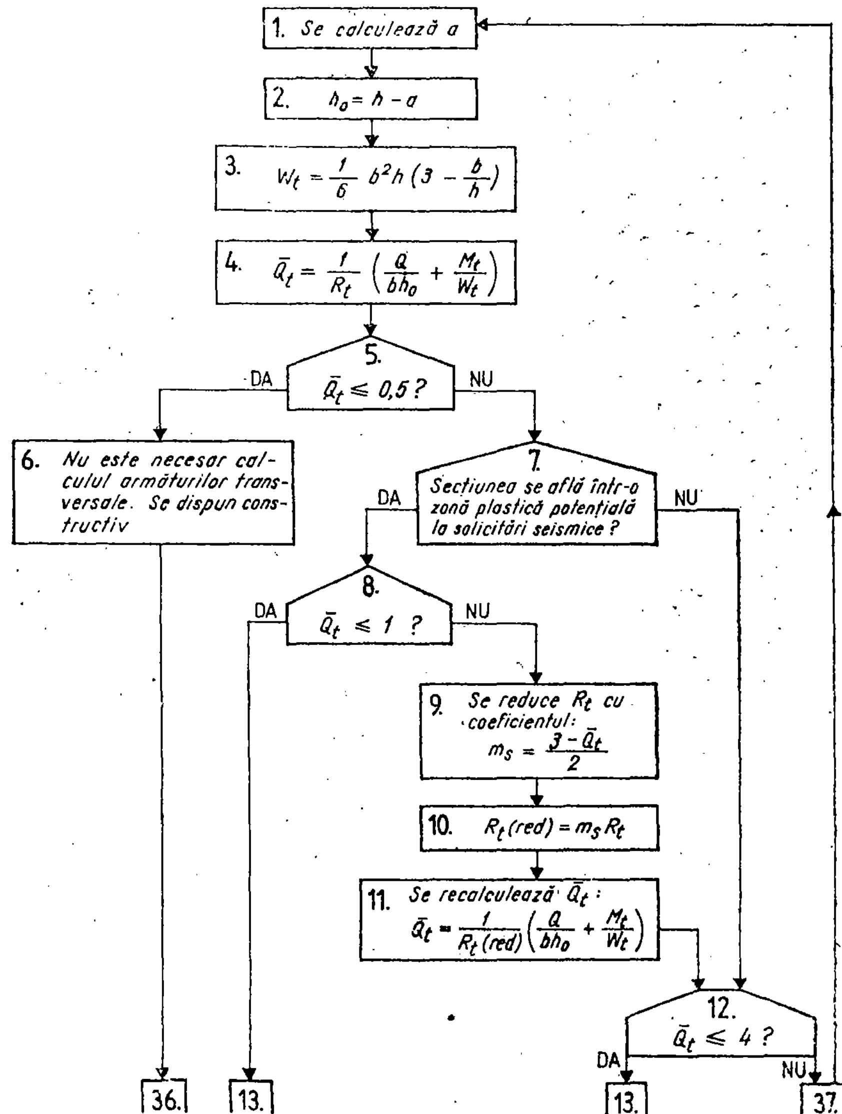
7	Torsiune cu încovoiere
7.0	**Notaţii**



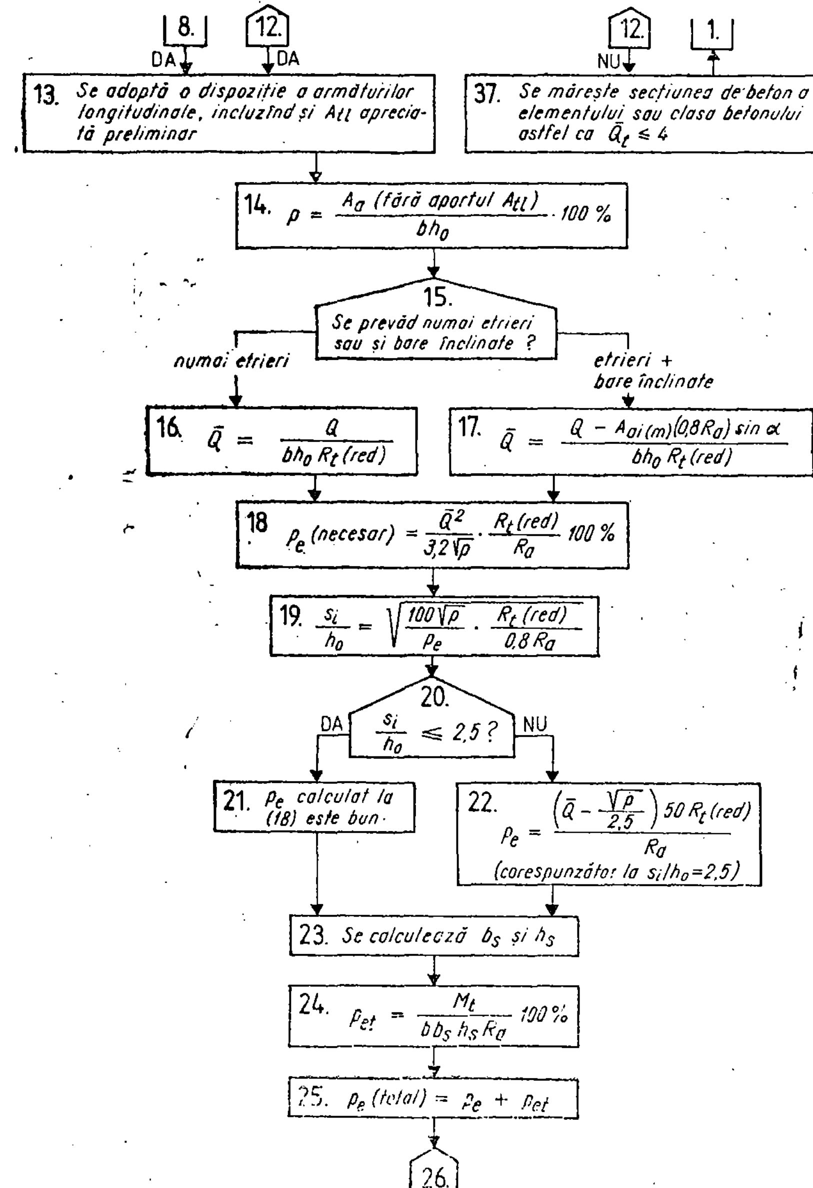
m_t M_{tm}	moment de torsiune (încărcare), distribuit în lungul grinzii moment de torsiune (efort) în secţiunea de verificare (m)	
b_s, h_s	lăţimea şi înălţimea sîmburelui de beton din interiorul etrierilor	
W_t	modulul de rezistenţă la torsiune al secţiunii	$W_t = \frac{1}{6} b^2 h \left(3 - \frac{b}{h}\right)$
A_e n_e a_e	aria secţiunii unei bare de etrier numărul de braţe verticale ale etrierului distanţa între etrieri	
p_e	procentul de armare transversală corespunzător etrierilor pentru preluarea forţei tăietoare	$p_e = \frac{n_e A_e}{a_e b} 100\,\%$
p_{et}	procentul suplimentar de armare transversală pentru preluarea momentului de torsiune	$p_{et} = \frac{M_{tm}}{b b_s h_s R_a} 100\,\%$
p_e(total)	procentul total de armare transversală corespunzător etrierilor	$p_e\,(\text{total}) = p_e + p_{et}$
A_{tl}	suma ariilor secţiunilor barelor longitudinale suplimentare pentru preluarea momentelor de torsiune	$A_{tl} = \frac{M_{tm}(b_s + h_s)}{b_s h_s R_a}$

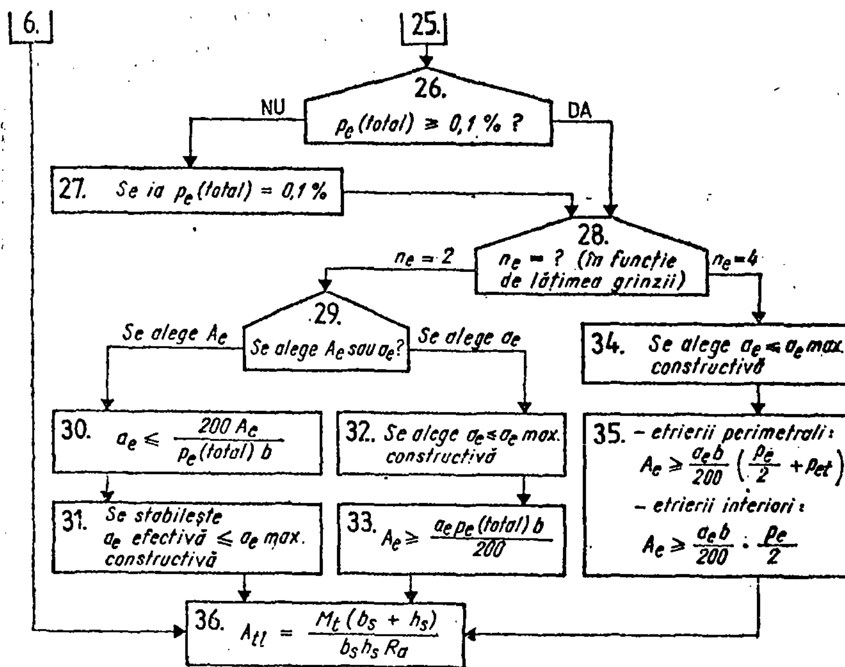
Celelalte notaţii au aceleaşi semnificaţii ca în schema 6.0.

7	Torsiune cu încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare sau în formă de T
7.1	Dimensionarea armăturilor transversale şi a armăturilor longitudinale suplimentare	Se dau: b, h, A_a (secţiunea de armătură longitudinală necesară din calculul la încovoiere), R_t, R_a, Q, M_t Se cer: A_e, a_e, A_{tl}



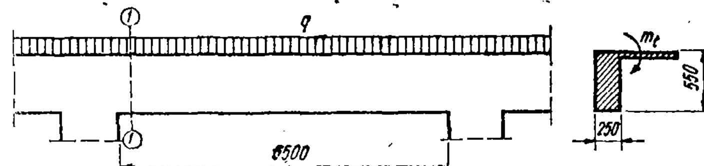
Schema 7.1. (continuare)





Exemplu de calcul la schema 7.1 (numai etrieri)

Pentru grinda continuă din figură, se cere dimensionarea armăturilor transversale (numai etrieri) și a suplimentului de armături longitudinale necesare pentru preluarea momentelor de torsiune.



Încărcări de calcul:

— încărcare verticală: $q = 50$ kN/m;

— momente de torsiune uniform distribuite, transmise de o placă în consolă: $m_t = 5{,}5$ kN/m.

Din calculul la încovoiere, au rezultat necesare:

— în cîmp: $A_a = 1020$ mm²;

— pe reazem: $A_a = 1210$ mm².

Beton: Bc 15 ($R_t = 0{,}8$ N/mm²);

Oțel (în barele longitudinale și etrieri): PC 52 ($R_a = 300$ N/mm²).

Verificarea în secțiunea (1), la marginea reazemului:

$$Q_1 = \frac{50 \cdot 5{,}50}{2} = 137{,}5 \text{ kN} = 137\,500 \text{ N};$$

$$M_{t1} = \frac{5{,}5 \cdot 5{,}50}{2} = 15{,}1 \text{ kNm} = 15{,}1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

1. $a = 35$ mm (bare ⌀ 20)

2. $h^0 = 550 - 35 = 515$ mm

3. $W_t = \frac{1}{6} 250^2 \cdot 550 \left(3 - \frac{250}{550}\right) = 14{,}55 \cdot 10^6$ mm³

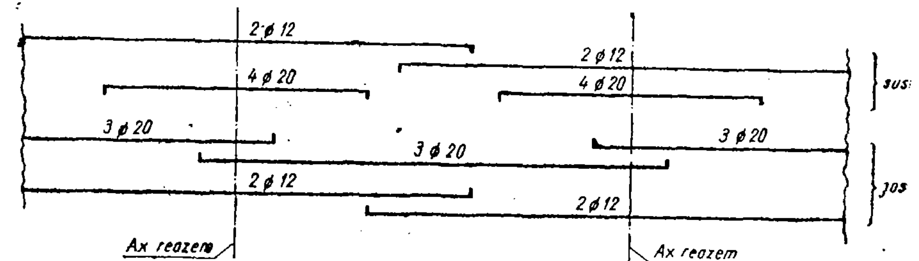
4. $\bar{Q}_t = \frac{1}{0{,}8}\left(\frac{137\,500}{250 \cdot 515} + \frac{15{,}1 \cdot 10^6}{14{,}55 \cdot 10^6}\right) = 2{,}64;$

5. $\bar{Q}_t = 2{,}64 > 0{,}5.$

7. Nu.

12. $\bar{Q}_t = 2{,}64 < 4.$

13. Se adoptă preliminar dispoziția de armături longitudinale din figură. Barele ⌀ 12 de la colțuri, care constituie armătura longitudinală suplimentară pentru preluarea momentelor de torsiune, sînt înnădite în cîmp, unde $M_t = \min$.



A_a (reazem), fără A_{tl}: 4 ⌀ 20 = 1256 mm².

14. $p = \frac{1256}{250 \cdot 515} 100\,\% = 0{,}97\,\%$

15. Numai etrieri.

16. $\bar{Q} = \frac{137.500}{250 \cdot 515 \cdot 0{,}8} = 1{,}33$

18. $p_e = \frac{1{,}33^2}{3{,}2\sqrt{0{,}97}} \cdot \frac{0.8}{300}\, 100\,\% = 0{,}19\,\%$

19. $\frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100\sqrt{0,97}}{0,19} \cdot \frac{0,8}{0,8 \cdot 300}} = 1,31$;

20. $\frac{s_t}{h_0} = 1,31 < 2,5$;

21. p_e nec. $= 0,19\%$;

23. $b_e = 250 - 50 = 200$ mm; $h_e = 550 - 50 = 500$ mm;

24. $p_{et} = \frac{15,1 \cdot 10^6}{250 \cdot 200 \cdot 500 \cdot 300} 100\% = 0,20\%$;

25. p_e(total) $= 0,19 + 0,20 = 0,39\%$;

26. p_e(total) $= 0,39\% > 0,10\%$.

28. $n_e = 2$.

29. Se alege A_e. **Etrieri** ∅ 8 ($A_e = 50,3$ mm²).

30. $a_e \leqslant \frac{200 \cdot 50,3}{0,39 \cdot 250} = 103$ mm

31. Se ia $a_e = 100$ mm.

a_e max constructivă $\begin{cases} 300 \text{ mm} \\ \frac{3}{4} h = \frac{3}{4} 550 = 412 \text{ mm}^2 \end{cases}$

$a_e < a_e$ max. constructivă

36. $A_l = \frac{15,1 \cdot 10^6 \cdot (200 + 500)}{200 \cdot 500 \cdot 300} = 352$ mm²

care se distribuie la cele 4 colţuri ale secţiunii grinzii. Rezultă la fiecare colţ $352/4 = 88$ mm². Se alege 1 ∅ 12 = 113 mm².

Armătura totală necesară pe reazem:

— din calculul la încovoiere .... 1210 mm²
— din A_{tl} .... $2 \cdot 88 =$ 176 mm²
1386 mm²

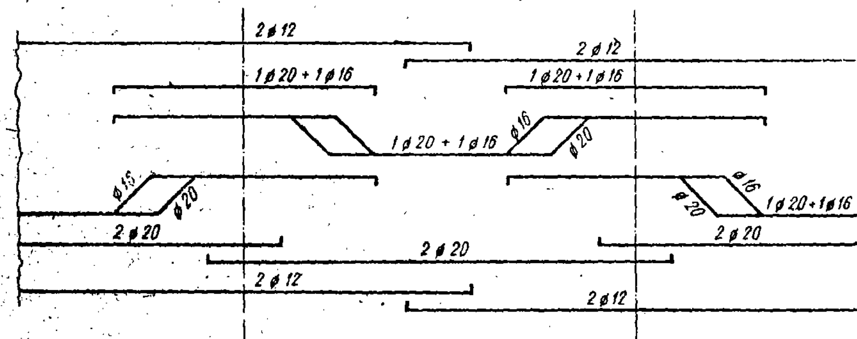
Efectiv: 4 ∅ 20 + 2 ∅ 12 = 1482 mm².

Exemplu de calcul la schema 7.1 (etrieri + bare înclinate)

Pentru aceeaşi grindă, se cere redimensionarea armăturilor transversale în cazul cînd se prevăd şi bare înclinate.

1—12. La fel ca în exemplul precedent.

13. Se adoptă preliminar dispoziţia de armături longitudinale din figură.



A_a(reazem), fără A_{tl}: 2 ∅ 20 + 3 ∅ 16 = 1231 mm²

14. $p = \frac{1231}{250 \cdot 515} 100\% = 0,96\%$

15. Etrieri + bare înclinate. $A_{ai(m)} = 1$ ∅ 20 = 314 mm².

17. $\bar{Q} = \frac{137\,500 - 314 \cdot 0,8 \cdot 300 \cdot 0,707}{250 \cdot 515 \cdot 0,8} = 0,82$

18. $p_e = \frac{0,82^2}{3,2\sqrt{0,96}} \cdot \frac{0,8}{300} 100\% = 0,057\%$;

19. $\frac{s_t}{h_0} = \sqrt{\frac{100\sqrt{0,96}}{0,057} \cdot \frac{0,8}{0,8 \cdot 300}} = 2,39$;

20. $\frac{s_t}{h_0} = 2,39 < 2,5$;

21. p_e nec. $= 0,057\%$.

23—24. La fel ca în exemplul precedent. $p_{et} = 0,20\%$.

25. p_e(total) $= 0,057 + 0,20 \approx 0,26\%$; 26. p_e(total) $= 0,26\% > 0,10\%$.

28. $n_e = 2$.

29. Se alege A_e. **Etrieri** ∅ 8 ($A_e = 50,3$ mm²).

30. $a_e \leqslant \frac{209 \cdot 50,3}{0,26 \cdot 250} = 154$ mm

31. Se ia $a_e = 150$ mm $< a_e$ max. constructivă.

36. A_{tl} (la fel ca în exemplul precedent) = 352 mm². La fiecare colţ al secţiunii grinzii: 88 mm². Se prevede 1∅ 12 = 113 mm².

Armătura totală necesară pe reazem:

— din calculul la încovoiere .... 1210 mm²
— din A_{tl} .... $2 \cdot 88 =$ 176 mm²
1386 mm²

Efectiv: 2∅ 20 + 3∅ 16 + 2∅ 12 = 1457 mm .

CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ŞI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU

8	Încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare sau în formă de T
8.0	Notaţii	

Secţiuni dreptunghiulare simplu armate	$p = \frac{A_a}{bh_0} 100\ (\%)$ $\alpha = \frac{n_e p}{100}$
Secţiuni dreptunghiulare dublu armate	$p = \frac{A_a}{bh_0} 100\ (\%)$ $p' = \frac{A'_a}{bh_0} 100\ (\%)$ $\alpha = \frac{n_e p}{100}$; $\alpha' = \frac{n_e p'}{100}$
Secţiuni în formă de T simplu armate	$p = \frac{A_a}{bh_0} 100\ (\%)$ $\bar{b}_p = \frac{b_p}{b}$; $\bar{h}_p = \frac{h_p}{h_0}$ $\bar{A} = (\bar{b}_p - 1)\,\bar{h}_p$ $\beta = \bar{A} + \frac{n_e p}{100}$

M^E — momentul încovoietor total din încărcările de exploatare;

M^E_{ld} — momentul încovoietor din încărcările de exploatare de lungă durată;

$v = \frac{M^E_{ld}}{M^E}$; $\bar{\varphi}$ — caracteristica deformaţiei în timp a betonului (tabelul 4);

$E'_b = \frac{0{,}8\ E_b}{1 + 0{,}5\, v\bar{\varphi}}$ — modulul de elasticitate al betonului, corectat ţinînd scama de deformaţiile în timp;

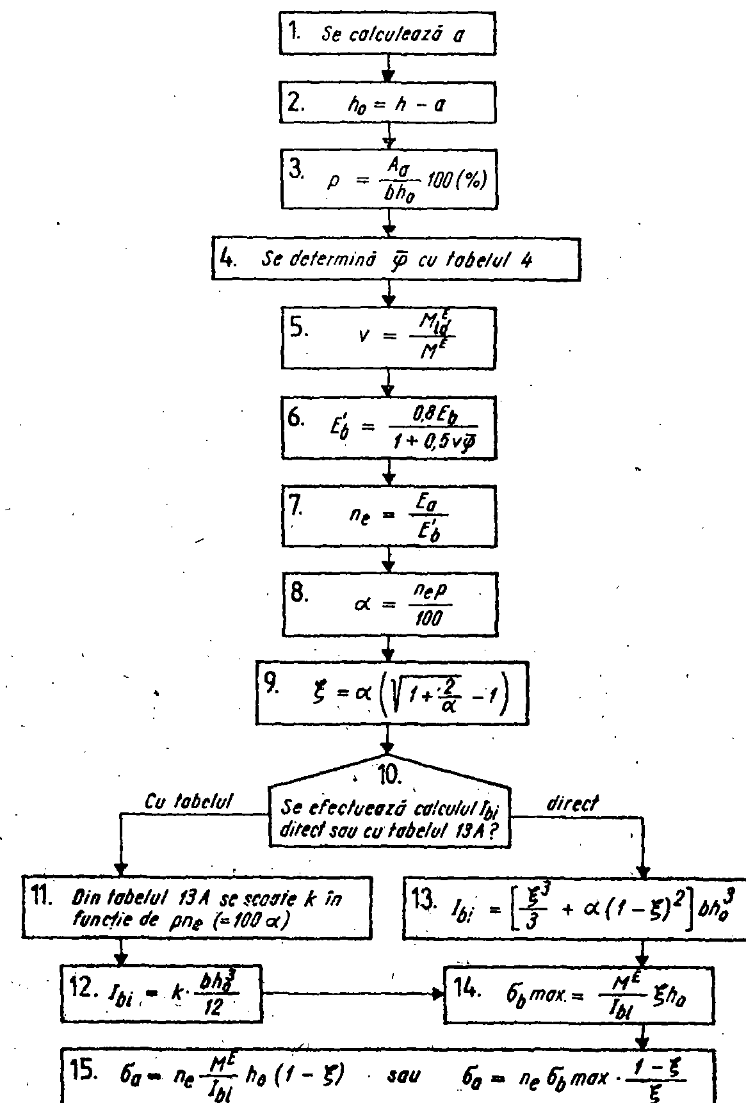
$n_e = \frac{E_a}{E'_b}$; I_{bi} — momentul de inerţie ideal al secţiunii;

σ_a — efortul unitar în armătura A_a, din încărcările de exploatare, la nivelul centrului de greutate al armăturii A_a;

σ'_a — idem pentru A'_a.

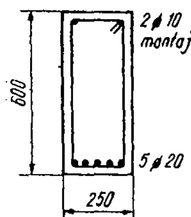
CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ŞI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU

8	Încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare simplu armate
8.1	Calculul eforturilor unitare	Se dau: b, h, A_a, E_a, E_b, M^E, M^E_{ld} Se cer: σ_b max., σ_a



Exemplu de calcul la schema 8.1

Să se determine $\sigma_b\ max$ şi σ_a pentru grinda cu secţiunea din figură.



$M^E = 162$ kNm $= 1{,}62 \cdot 10^8$ Nmm; $M^E_{ld} =$
$= 73$ kNm $= 0\ 73 \cdot 10^8$ Nmm.

Beton: Bc 20 ($E_b = 27.000$ N/mm²);

Oţel: PC 52 ($E_a = 210.000$ N/mm²);

$A_a = 5\ \varnothing\ 20 = 1570$ mm².

1. $a = 25 + \dfrac{20}{2} = 35$ mm

2. $h_0 = 600 - 35 = 565$ mm

3. $p = \dfrac{1570}{250 \cdot 565}\ 100\ \% = 1{,}11\%$.

4. Din tabelul 4, pentru Bc 20 şi condiţii normale, $\overline{\varphi} = \varphi_0 = 3{,}0$.

5. $v = \dfrac{73}{162} = 0\ 45$.

6. $E_b = \dfrac{0{,}8 \cdot 27\ 000}{1 + 0{,}5 \cdot 0{,}45 \cdot 3{,}0} = 12895$ N/mm²

7. $n_e = \dfrac{210.000}{12{,}895} = 16{,}28$;

8. $\alpha = \dfrac{16{,}28 \cdot 1{,}11}{100} = 0{,}181$

9. $\xi_b = 0{,}181\left(\sqrt{1 + \dfrac{2}{0{,}181}} - 1\right)$,447

10. Se efectuează calculul direct.

13. $I_{bi} = \left[\dfrac{0{,}447^3}{3} + 0{,}181\,(1 - 0{,}447)^2\right] 250 \cdot 565^3 = 3{,}84 \cdot 10^9$ mm⁴

14. $\sigma_b \max = \dfrac{1{,}62 \cdot 10^8}{3{,}84 \cdot 10^9}\ 0{,}447 \cdot 565 = 10{,}65$ N/mm².

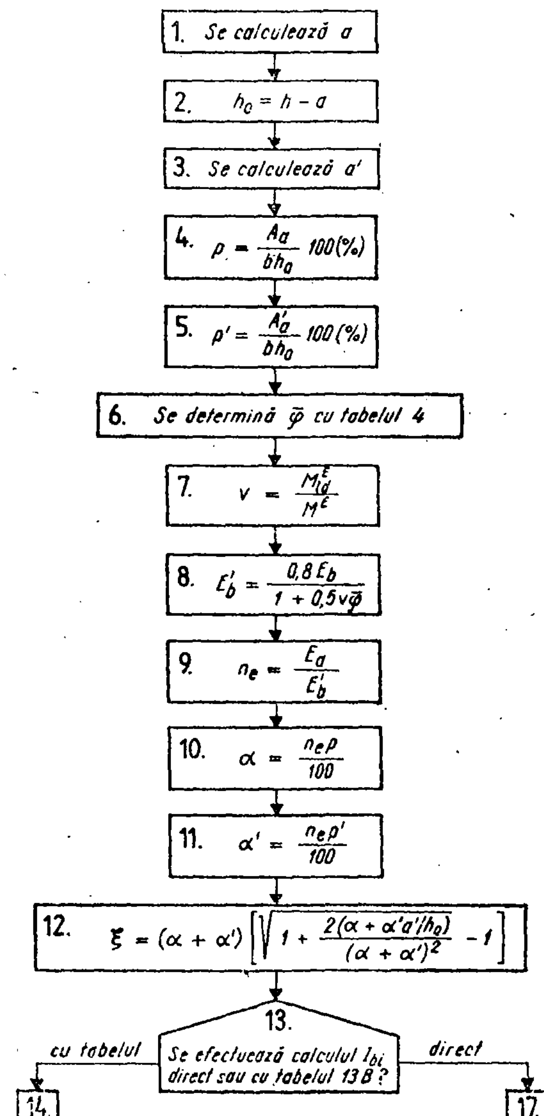
15. $\sigma_a = 16{,}28 \cdot 10{,}65\ \dfrac{1 - 0{,}447}{0{,}447} =$ **214,5 N/mm²**

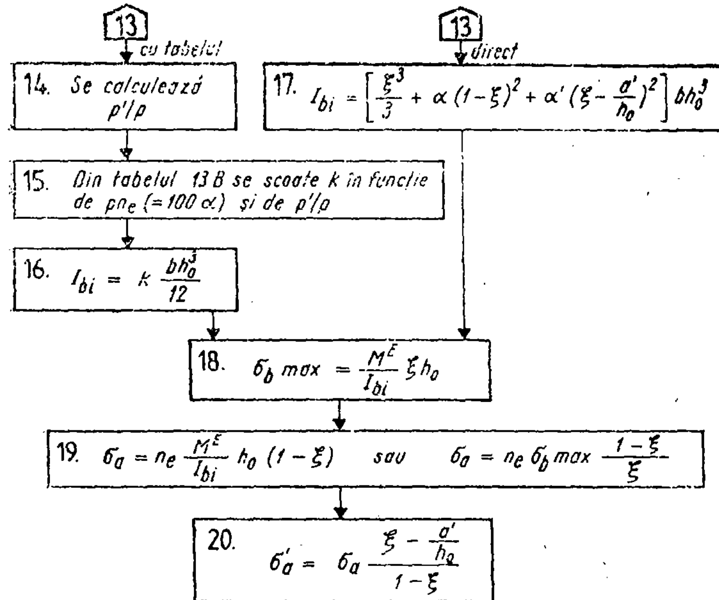
Dacă se efectuează calculul cu ajutorul tabelului 13 A, atunci pentru $p\ n_e = 100\alpha = 18{,}1$, se găseşte în tabel $k = 1{,}022$, cu care

$$I_{bi} = 1{,}022\,\frac{250 \cdot 565^3}{12} = 3{,}84 \cdot 10^9 \text{ mm}^4.$$

CALCULUL EFORTURILOR UNITARE ÎN BETON ŞI ÎN ARMĂTURI ÎN STADIUL II DE LUCRU

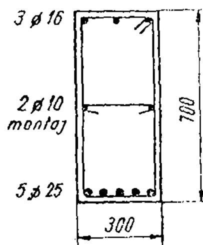
8	Încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare dublu armate
8.2	Calculul eforturilor unitare	Se dau: b, h, A_a, A'_a, E_a, E_b, M^E, M^E_{ld} Se cer: σ_b max., σ_a, σ'_a





Exemplu de calcul la schema 8.2

Să se determine σ_b max., σ_a și σ_a' pen tru grinda cu secțiunea din figură



$M^E = 230$ kNm $= 2{,}30 \cdot 10^8$ Nmm;

$M^E_{ld} = 167$ kNm $= 1{,}67 \cdot 10^8$ Nmm.

Beton: Bc 15 ($E_b = 24.000$ N/mm²);

Oțel: OB 37($E_a = 210.000$ N/mm²).

$A_a = 5 \varnothing 25 = 2454$ mm²;

$A_a' = 3 \varnothing 16 = 603$ mm².

1. $a = 25 + \frac{25}{2} = 37{,}5$ mm;

2. $h_0 = 700 - 37{,}5 = 662{,}5$ mm;

3. $a' = 25 + \frac{16}{2} = 33$ mm;

4. $p = \frac{2454}{300 \cdot 662{,}5} 100 = 1{,}23$ %

5. $p' = \frac{603}{300 \cdot 662{,}5} = 0{,}30$ %;

6. Din tabelul 4, pentru Bc 15 și condiții normale, $\overline{\varphi} = \varphi_0 = 3{,}3$.

7. $v = \frac{167}{230} = 0{,}726$;

8. $E_b' = \frac{0{,}8 \cdot 24\,000}{1 + 0{,}5 \cdot 0{,}726 \cdot 3{,}3} = 8735$ N/mm²

9. $n_e = \frac{210.000}{8735} = 24{,}04$

10. $\alpha = \frac{24{,}04 \cdot 1{,}23}{100} = 0{,}295$;

11. $\alpha' = \frac{24{,}04 \cdot 0{,}30}{100} = 0{,}072$

12. $$\xi = (0{,}295 + 0{,}072)\left[\sqrt{1 + \frac{2\left(0{,}295 + 0{,}072\frac{33}{662{,}5}\right)}{(0{,}295 + 0{,}072)^2}} - 1\right] = 0{,}488$$

13. Se efectuează calculul direct.

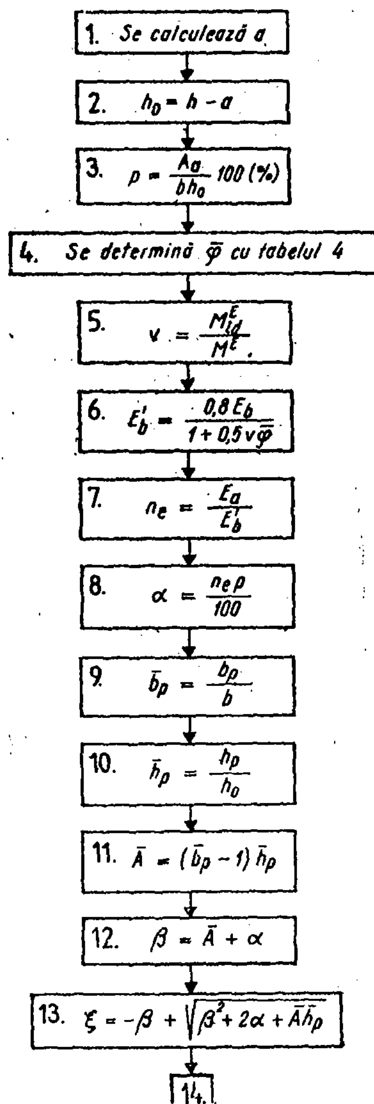
17. $$I_{bi} = \left[\frac{0{,}488^3}{3} + 0{,}295(1 - 0{,}488)^2 + 0{,}072\left(0{,}488 - \frac{33}{662{,}5}\right)^2\right] \times 300 \cdot 662{,}5^3 = 1{,}133 \cdot 10^{10}\ \text{mm}^4.$$

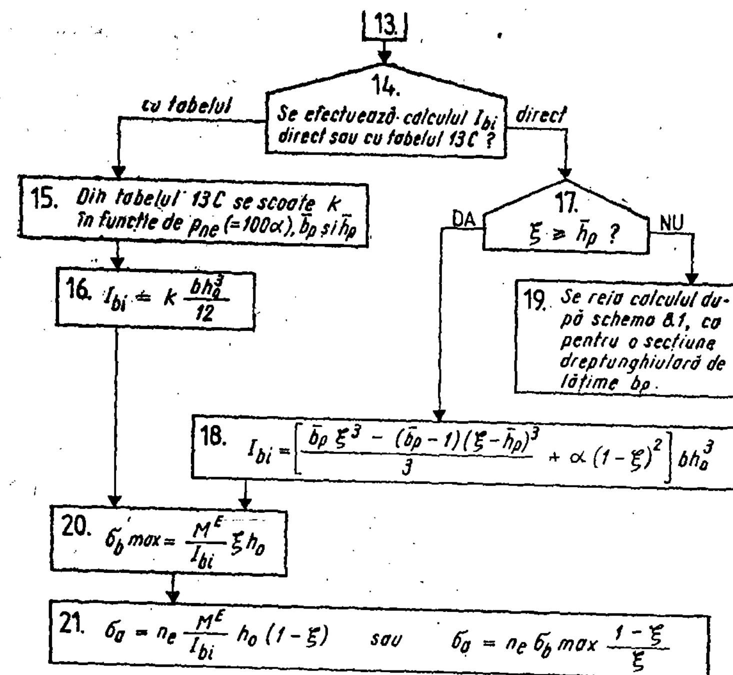
18. $\sigma_b\, max = \frac{2{,}3 \cdot 10^8}{1{,}133 \cdot 10^{10}} 0{,}488 \cdot 662{,}5 = \mathbf{6{,}56}$ **N/mm²**

19. $\sigma_a = 24{,}04 \cdot 6{,}56 \frac{1 - 0{,}488}{0{,}488} = \mathbf{165{,}5}$ **N/mm²**

20. $\sigma_a' = 165{,}5 \frac{0{,}488 - \frac{33}{662{,}5}}{1 - 0{,}488} = \mathbf{141{,}6}$ **N/mm²**.

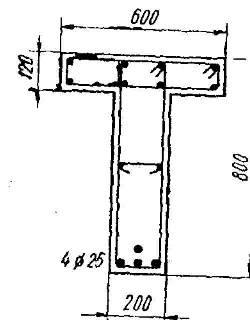
8	Încovoiere	Secțiuni în formă de T, simplu armate
8.3	Calculul eforturilor unitare	Se dau: h, h_p, b, b_p (stabilită cf. schemei 1.7), A_a, E_a, E_b, M^E, M^E_{ld} Se cer: σ_b max., σ_a





Exemplu de calcul la schema 8.3

Să se determine σ_b *max* și σ_a pentru grinda cu secțiunea din figură.



$M^E = 340$ kNm $= 3,40 \cdot 10^8$ Nmm;

$M^E_{ld} = 270$ kNm $= 2,70 \cdot 10^8$ Nmm.

Beton: Bc 25 ($E_b = 30\,000$ N/mm²);

Oțel: PC 60 ($E_a = 210\,000$ N/mm²)

$A_a = 4 \varnothing 25 = 1963$ mm².

1. $a = 25 + \frac{25}{2} + \frac{1}{4} 50 = 50$ mm;

2. $h_0 = 800 - 50 = 750$ mm.

3. $p = \frac{1963}{200 \cdot 750} 100\% = 1,31\%$.

4. Din tabelul 4, pentru Bc 25 și condiții normale, $\bar{\varphi} = \varphi_0 = 2,80$.

5. $v = \dfrac{2{,}70}{3{,}40} = 0{,}794$

6. $E'_b = \dfrac{0{,}8 \cdot 30\,000}{1 + 0{,}5 \cdot 0{,}794 \cdot 2{,}80} = 11.365$ N/mm²;

7. $n_e = \dfrac{210\,000}{11.365} = 18{,}48$;

8. $\alpha = \dfrac{18{,}48 \cdot 1{,}31}{100} = 0{,}242$;

9. $\bar{b}_p = \dfrac{600}{200} = 3{,}0$;

10. $\bar{h}_p = \dfrac{120}{750} = 0{,}16$;

11. $\bar{A} = (3{,}0 - 1)\ 0{,}16 = 0{,}320$;

12. $\beta = 0{,}320 + 0{,}242 = 0{,}562$;

13. $\xi = -0{,}562 + \sqrt{0{,}562^2 + 2 \cdot 0{,}242 + 0{,}320 \cdot 0{,}16} = 0{,}360.$

14. Calculul I_{bi} se efectuează direct.;

17. $0{,}360 > 0{,}16$

18. $I_{bi} = \dfrac{3{,}0 \cdot 0{,}360^3 - (3{,}0 - 1)(0{,}360 - 0{,}16)^3}{3} + 0{,}242\,(1 - 0{,}360)^2 \times$

$\times\ 200 \cdot 750^3 = 1{,}185 \cdot 10^{10}$ mm⁴.

19. $\sigma_{b\,max} = \dfrac{3{,}40 \cdot 10^8}{1{,}185 \cdot 10^{10}}\ 0{,}360 \cdot 750 = 7{,}75$ N/mm²;

20. $\sigma_a = 18{,}48 \cdot 7{,}75 \dfrac{1 - 0{,}360}{0{,}360} = 254{,}6$ N/mm².

Dacă se efectuează calculul cu ajutorul tabelului 13 C, atunci pentru $pn_e = 100\,\alpha = 24{,}2$, $\bar{b}_p = 3{,}0$ şi $\bar{h}_p = 0{,}16$, se găseşte în tabel $k = 0{,}168$, cu care:

$I_{bi} = 0{,}168 \dfrac{200 \cdot 750^3}{12} = 1{,}181 \cdot 10^{10}$ mm⁴.

9.	Întindere centrică şi excentrică, încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare şi în formă de T
9.0	Notaţii şi relaţii de calcul generale	

Întindere centrică	A_a — armătura întinsă totală din secţiune	N^E — efortul axial total din încărcările de exploatare N^E_{ld} — efortul axial din încărcările de exploatare de lungă durată $v = \dfrac{N^E_{ld}}{N^E}$ $p = \dfrac{A_a}{bh}\,100$ (%)
Întindere excentrică cu excentricitate mică	A_a — armătura de la faţa cea mai întinsă	
Încovoiere şi întindere excentrică cu excentricitate mare	A_a — armătura întinsă	M^E — momentul încovoietor total din încărcările de exploatare M^E_{ld} — momentul încovoietor din încărcările de exploatare de lungă durată $v = \dfrac{M^E_{ld}}{M^E}$ $p = \dfrac{A_a}{bh_0}\,100$ (%)

c — grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor;

d — diametrul armăturilor;

A_{bi} — aria de înglobare a armăturilor întinse, care se determină conform schemei 9.1.

$p_i = \dfrac{A_a}{A_{bi}}\,100$ (%)

σ_a — efortul unitar în armătura A_a din încărcările de exploatare, la nivelul centrului de greutate al armăturii A_a;

σ'_a — idem pentru A'_a;

α_f — deschiderea medie a fisurilor;

α_f adm. — valoarea admisibilă a deschiderii medii a fisurilor, care se ia din tabelul 14;

λ_f — distanța între două fisuri consecutive;

ψ — coeficient prin care se ține seama de influența betonului dintre fisuri și care este egal cu raportul între deformația specifică medie a armăturii (ε_{am}) și deformația specifică a armăturii în dreptul fisurii (ε_a).

Expresii pentru λ_f și ψ:

Tipul de oțel	Natura solicitării	λ_f(mm)	ψ
PC 52, PC 60	întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică	$2(c + 0{,}1\ s) + 10\frac{d}{p_t}$	$1 - 0{,}5(1 - 0{,}5\ v)\ B$
	încovoiere sau întindere excentrică cu excentricitate mare	$2(c + 0{,}1\ s) + 6{,}5\frac{d}{p_t}$	
OB 37	întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică	$2(c + 0{,}1\ s) + 20\frac{d}{p_t}$	$1 - 0{,}3(1 - 0{,}5\ v)\ B$
	încovoiere sau întindere excentrică cu excentricitate mare	$2(c + 0{,}1\ s) + 10\frac{d}{p_t}$	

unde:

s — distanța între axele armăturilor, conform schemei 9.1.

$$B = \frac{1{,}5\ A_{bt}R_t}{A_a\sigma_a} \leqslant 1$$

Dacă se folosesc armături de mai multe diametre, în expresia λ_f se înlocuiește d/p_t cu $A_{bt}/25\ \Sigma\pi d$.

Pentru ψ, în locul valorilor calculate cu expresiile din tabel se pot folosi valorile aproximative date în tabelul 16 din anexă în funcție de v și p_t.

Notații și relații suplimentare pentru plăci armate cu plase sudate:

l_l — distanța între barele longitudinale

l_t — distanța între barele transversale.

d_l — diametrul barelor longitudinale.

d_t — diametrul barelor transversale.

Distanța între fisuri: $\lambda_f = n_t l_t$ (n_t = număr întreg, definit conform schemei 9.5).

$\psi = 0{,}8$ dacă $n_t \leqslant 2$ și $v \leqslant 0{,}5$;

$\psi = 1{,}0$ în celelalte cazuri.

Observații

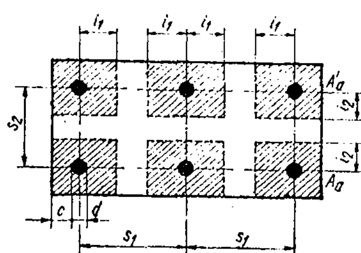
În situațiile cînd cu armăturile dimensionate pe baza calculului în starea limită de rezistență condiția $\alpha_f \leqslant \alpha_f$ *adm.* nu este îndeplinită, este necesară modificarea armării. Dacă diferențele sînt mici, încadrarea în condiția $\alpha_f \leqslant \alpha_f$ *adm.* se poate realiza cu menținerea aceleiași cantități de armătură, micșorînd diametrul barelor. La diferențe mai importante, devine necesară și mărirea cantității de armătură, caz care intervine de regulă la elementele cu α_f *adm.* = 0,1 mm.

Atenție ! O mărire a secțiunii de beton a elementului nu duce la o reducere a deschiderii fisurilor

9	Întindere centrică și excentrică, încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare și în formă de T
9.1	Stabilirea ariei de înglobare a armăturilor (A_{bt}) și a valorii s din expresia λ_f	Se dau: b, h, A_a (A'_a), c, d, pozițiile armăturilor Se cer: A_{bt}, (A'_{bt}), s din expresia λ_f

Întindere centrică (armare simetrică)

Tirant:

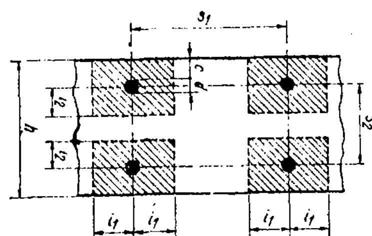


$i_1 = 7{,}5\,d \leqslant \frac{s_1}{2}$

$i_2 = 7{,}5\,d \leqslant \frac{s_2}{2}$

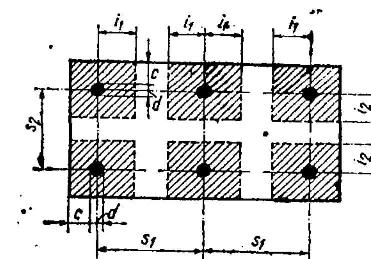
Cînd $s_1 \neq s_2$, în expresia lui λ_f se ia $s_{max}(s_1, s_2)$

Perete cilindric:



A_{bt} — **aria hașurată totală**

Întindere excentrică, cu excentricitate mică (armare nesimetrică)



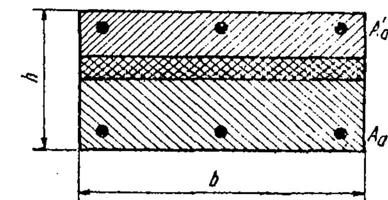
a. Cazul cînd ariile de înglobare ale armăturilor A_a și A'_a nu se întrepătrund

A_{bt} — suma ariilor hașurate care înglobează armăturile A_a

A'_{bt} — suma ariilor hașurate care înglobează armăturile A'_a

$i_1 = 7{,}5\,d \leqslant \frac{s_1}{2}$ $\qquad i_2 = 7{,}5\,d \leqslant \frac{s_2}{2}$

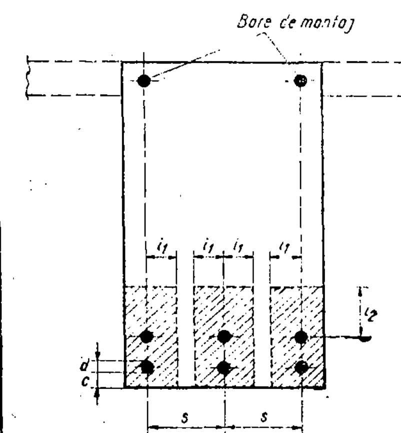
Cînd $s_1 \neq s_2$, în expresia lui λ_f se ia $s_{max}(s_1, s_2)$



b. Cazul cînd ariile de înglobare ale armăturilor A_a și A'_a se întrepătrund

$$A_{bt} = bh\frac{A_a\sigma_a}{A_a\sigma_a + A'_a\sigma'_a}$$

Încovoiere sau întindere excentrică cu excentricitate mare (simplă armare)

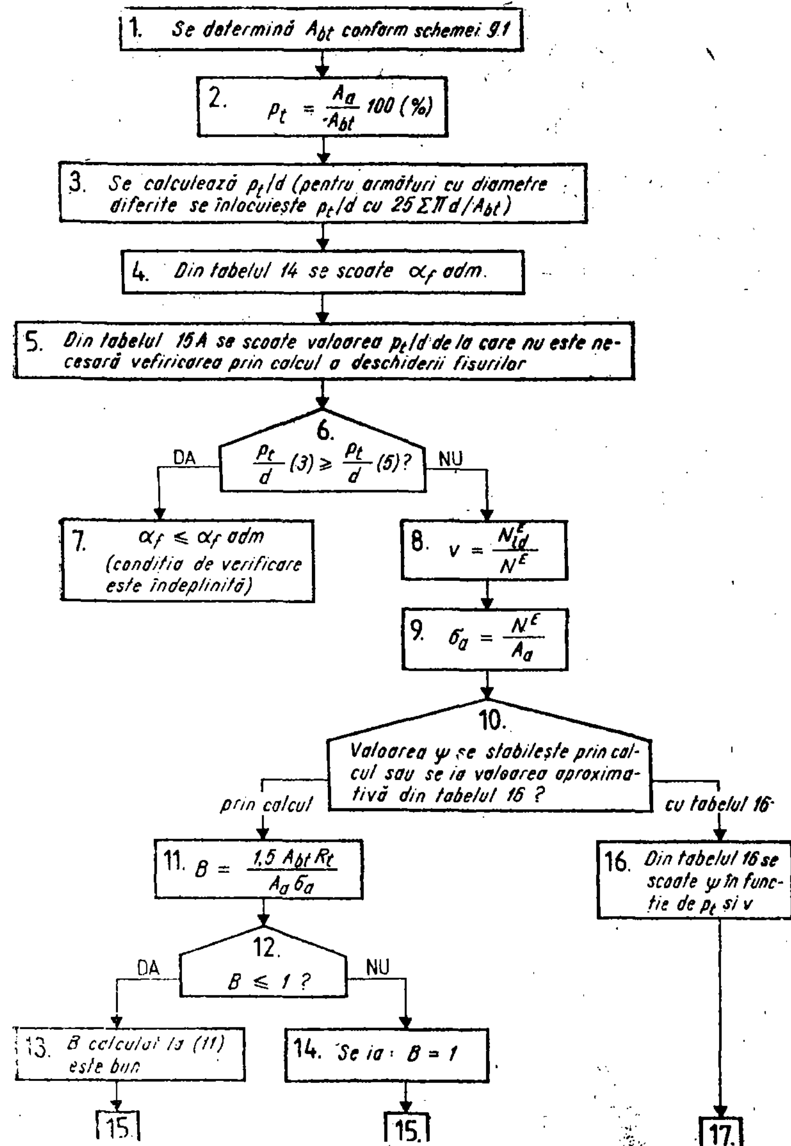


$i_1 = 7{,}5\,d \leqslant \frac{s}{2}$;

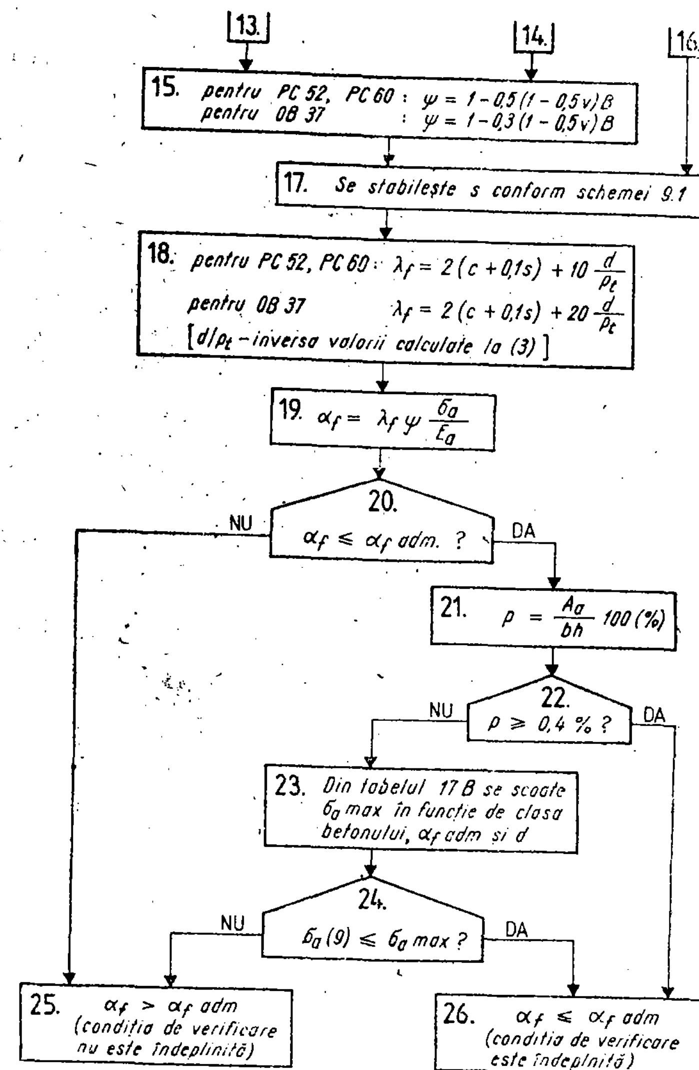
$i_2 = 7{,}5\,d$

A_{bt} — aria hașurată totală

9	Verificare la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric
9.2	Întindere centrică	Se dau: N^E, N^E_{ld}, A_b, A_a, R_t, E_a, c, d Se cere verificarea: $\alpha_f \leq \alpha_f$ *adm.*?



Schema 9.2. *(continuare)*

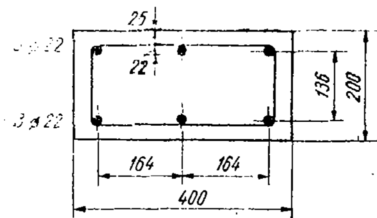


Observaţie

Operaţiile 23-26 se referă la verificarea suplimentară cerută de paragraful 8.8.3.2 din STAS 10. 107/0-90 pentru elemente cu procente de armare reduse.

Exemplu de calcul la schema 9.2

Pentru tirantul cu secţiunea din figură, făcînd parte din structura prefabricată a unui depozit deschis (fără pereţi), să se verifice dacă $\alpha_f \leqslant \alpha_f\ adm.$ $N^E = 630$ kN $= 630\,000$ N; $N^E_{ld} = 378$ kN $= 378\,000$ N; Beton: Bc. 20. Din tabelul 1, cazul c, $R_t = 0{,}95$ N/mm²; Oţel: PC 60 ($E_a = 210.000$ N/mm²);



$c = 25$ mm; $A_a = 6\varnothing\ 22 = 2281$ mm²

1. Distanţele între armături sînt notate în figură: $s_1 = 164$ mm. Din schema 9.1 rezultă $i_1 = i_2 = 7{,}5 \cdot 22 = 165$ mm; $i_1 \leqslant \frac{164}{2} = 82$ mm şi $i_2 \leqslant \frac{136}{2} = 68$ mm, deci se iau $i_1 = 82$ mm, $i_2 = 68$ mm (întreaga secţiune a tirantului este activă ca arie de înglobare a armăturilor).

$$A_{bt} = 200 \cdot 400 = 80\,000 \text{ mm}^2$$

2. $p_t = \dfrac{2281}{80\,000}\, 100\% = 2{,}85\%$

3. $\dfrac{p_t}{d} = \dfrac{2{,}85}{22} = 0{,}130$

4. Din tabelul 14, pentru construcţii deschise (expuse intemperiilor), se găseşte $\alpha_f\ adm. = 0{,}2$ mm.

5. Din tabelul 15 A, pentru $\alpha_f\ adm. = 0{,}2$ mm se găseşte $p_t/d = 0{,}185$.

6. $\dfrac{p_t}{d}\,(3) = 0{,}130 < \dfrac{p_t}{d}\,(5) = 0{,}185$;

8. $v = \dfrac{378}{630} = 0{,}60$;

9. $\sigma_a = \dfrac{630\,000}{2281} = 276$ N/mm²

10. Valoarea coeficientului ψ se stabileşte prin calcul.

11. $B = \dfrac{1{,}5 \cdot 80.000 \cdot 0{,}95}{2281 \cdot 276} = 0{,}181$;

12. $B = 0{,}181 < 1$;

13. $B = 0{,}181$.

15. $\psi = 1 - 0{,}5\ (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}60)\ 0{,}181 = \mathbf{0{,}937}$;

17. $s = \max.\ (136;\ 164) = 164$ mm;

18. $\lambda_f = 2\ (25 + 0{,}1 \cdot 164) + \dfrac{10}{0{,}130} = 160$ mm;

19. $\alpha_f = 160 \cdot 0{,}937\ \dfrac{276}{210\,000} = 0{,}197$ mm;

20. $\alpha_f = 0{,}197 < \alpha_f\ adm. = 0{,}2$ mm;

21. $p = p_t = 2{,}85\%$;

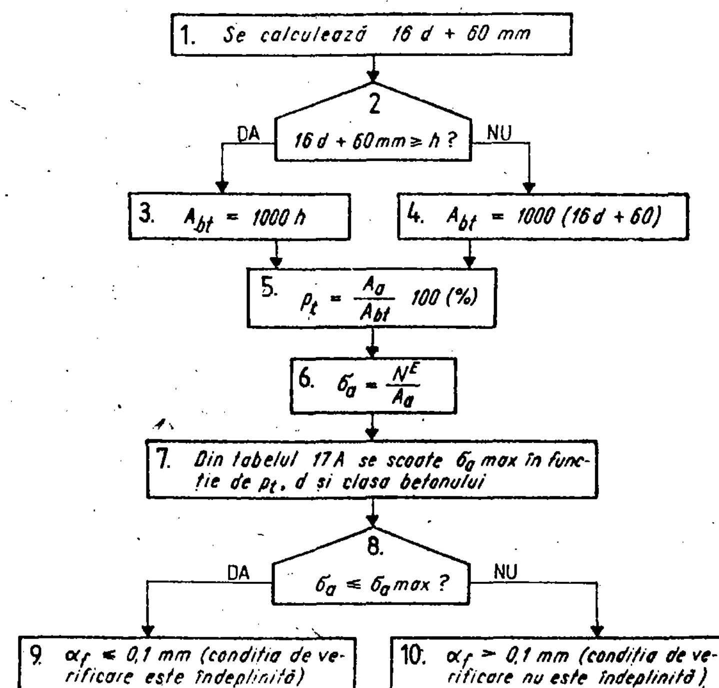
22. $p = 2{,}85\% > 0{,}4\%$;

23. $\alpha_f < \alpha_f\ adm.$

STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR

9	Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric
9.3	Întindere centrică (calcul direct cu tabelul 17 A pentru pereţi de recipienţi)	Se dau: $N^E = N^E_{ld}$, h, clasa betonului, A_a, d, $c = 30$ mm, $\alpha_f\ adm. = 0{,}1$ mm Se cere verificarea: $\alpha_f \leqslant 0{,}1$ mm?

Schema 9.3 cuprinde faţă de cazul general din schema 9.2 o organizare simplificată a calculului pentru cazul particular, frecvent întîlnit, al eforturilor inelare în pereţii de recipienţi cu forme de rotaţie (cilindrici, tronconici etc.), solicitaţi la întindere centrică, cu $\alpha_f\ max. = 0{,}1$ mm. Calculul cu ajutorul tabelului 17 A include atît verificarea cu relaţia generală (19) din schema 9.2, cît şi verificarea suplimentară cu relaţia (24) din schema 9.2 (pentru cazul cînd procentul de armare este sub 0,4%).

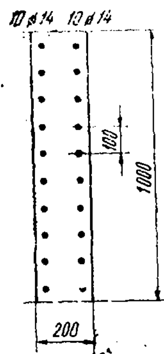


Observație.

Dacă grosimea stratului de acoperire cu beton c diferă de 30 mm, atunci în operațiile (1) ... (4) se înlocuiește 60 mm cu $2c$.

Exemplu de calcul la schema 9.3

Să se verifice condiția $\alpha_f \leqslant 0{,}1$ mm pentru o fâșie inelară de 1 m lățime a unui rezervor de apă cilindric, cu dimensiunile și armarea din figură.



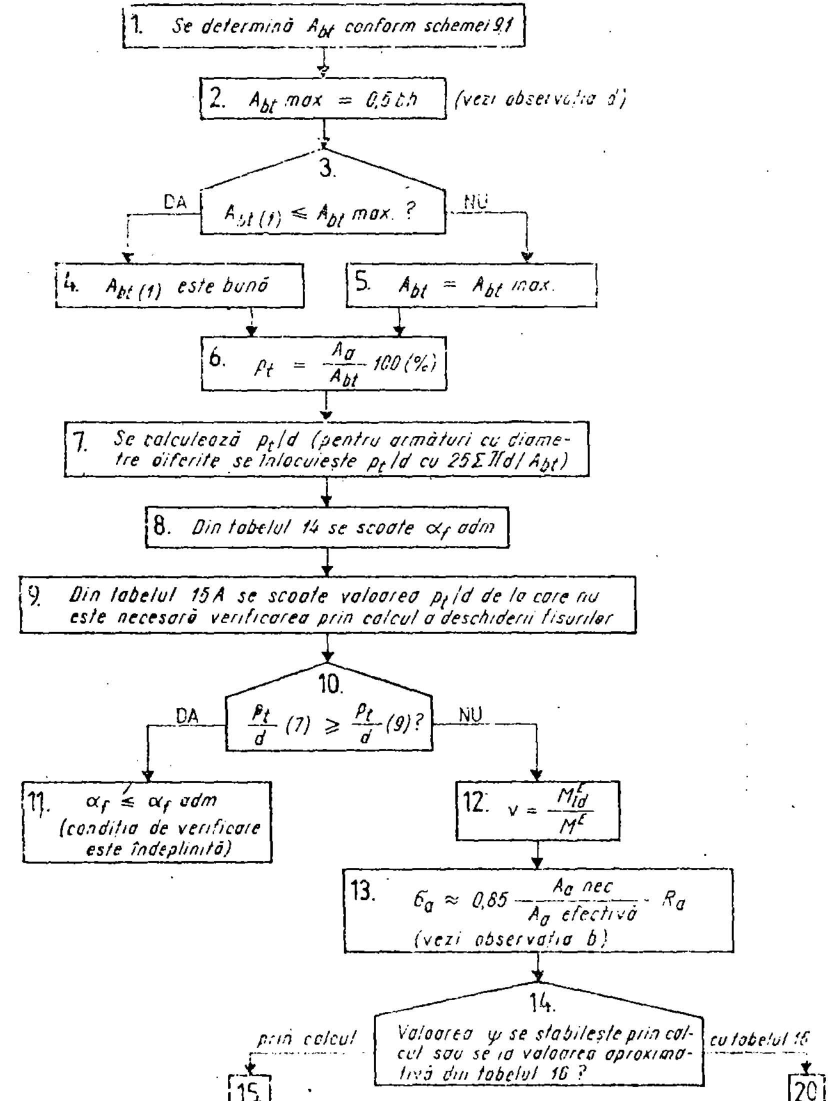
$N^E = 445$ kN/m $= 445\,000$ N/m; Beton: Bc 20; Oțel: PC 52.

$A_a = 2 \cdot 10\varnothing\ 14/\text{m} = 3\,079$ mm²/m.

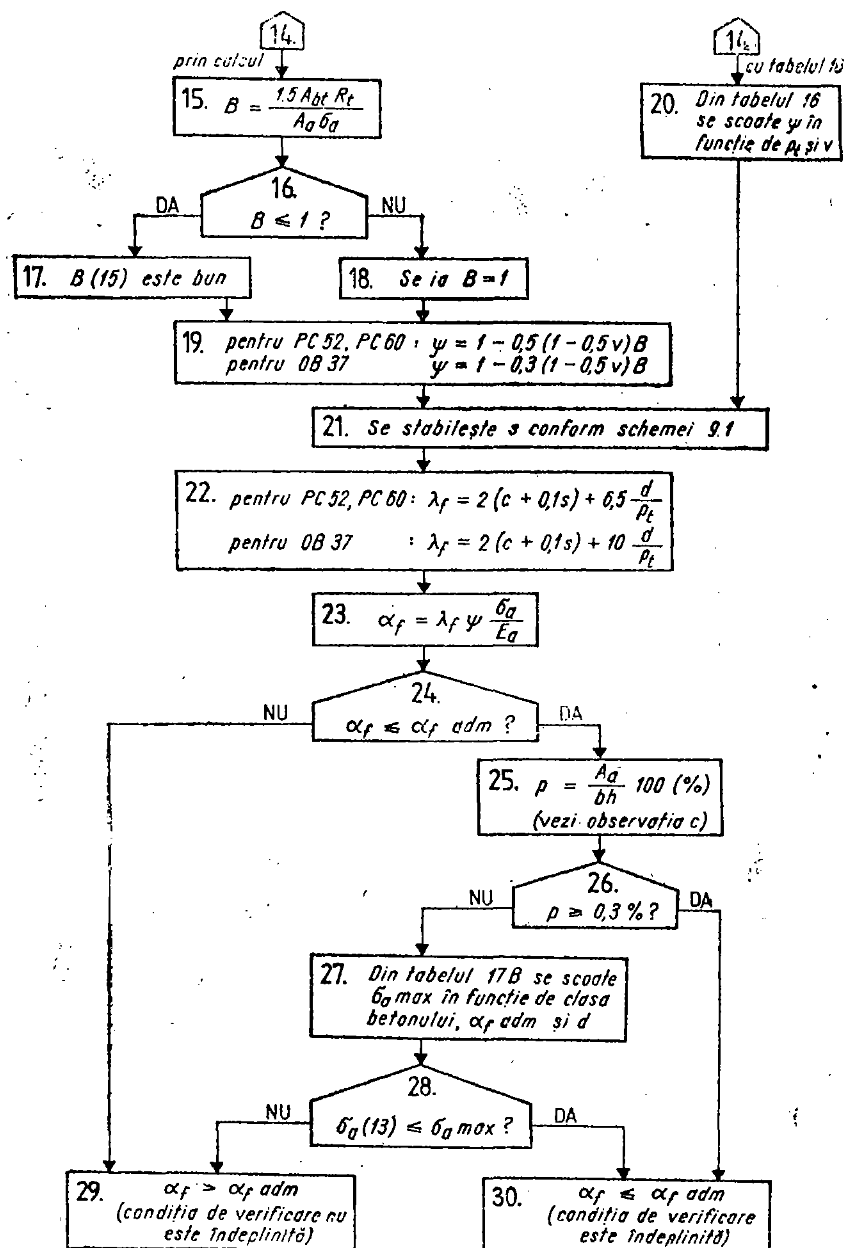
$\alpha_f\,adm. = 0{,}1$ mm; $c = 30$ mm.

1. $16 \cdot 14 + 60 = 284$ mm;
2. 284 mm $> h = 200$ mm;
3. $A_{bt} = 1000 \cdot 200 = 200\,000$ mm²;
5. $p_t = \dfrac{3\,079}{200\,000} 100\,\% = 1{,}54\,\%$
6. $\sigma_a = \dfrac{445\,000}{3\,079} = 145$ N/mm²
7. Din tabelul 17 A, pentru Bc 20, $p_t = 1{,}54\%$ și $d = 14$ mm, se găsește $\sigma_a\,max = 146$ N/mm²;
8. $\sigma_a = 145$ N/mm² $< \sigma_a\,max = 146$ N/mm².
9. **$\alpha_f < 0{,}1$ mm.**

9	Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T, simplu armate, cu armături din bare laminate
9.4	Încovoiere	Se dau: M^E, M^E_{fd}, b, h, A_a nec., A_a efectivă, c, d Se cere verificarea $\alpha_f \leqslant \alpha_f$ adm.?



Schema 9.4 (continuare)



Observații

a. Operațiile 27 ... 30 se referă la verificarea suplimentară cerută la paragraful 3.8.3.2 din STAS 10 107/0-90 pentru elemente cu procente reduse de armare.

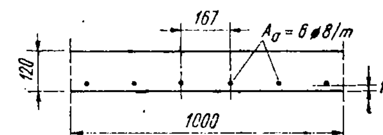
b. La operația (13), σ_a poate fi determinat mai riguros utilizînd schemele 8.2, 8.3, în care se ia $n_e = E_a/\psi E'_b$.

c. La operația (25) procentul de armare pentru compararea cu (26) s-a luat în mod simplificator în raport cu bh și nu cu bh_0 cum este definit în mod general, deoarece h_0 nu mai intervine în restul calculului în schema 9.4.

d. La elementele cu secțiune în formă de T, dacă se admite că zona întinsă ajunge pînă la nivelul centrului de greutate al secțiunii de beton simplu, rezultă A_{bt} max. $> 0{,}5\,bh$. Întrucît însă de regulă A_{bt} determinată conform schemei 9.1 nu ajunge să depășească $0{,}5\,bh$, s-a păstrat pentru simplificare la operația (2) condiția A_{bt} max. $\leq 0{,}5\,bh$ și pentru acest caz.

Exemplu de calul la schema 9.4

Pentru placa avînd secțiunea și armarea din figură, să se verifice dacă este respectată condiția $\alpha_f \leq \alpha_f$ *adm*. Placa face parte din structura unei platforme exterioare (în aer liber).



$M^E = 5{,}9$ kN/m; $M^E_{ld} = 3{,}6$ kN/m.

Beton: Bc 20 ($R_t = 0{,}95$ N/mm²);

Oțel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm², $E_a = 210\,000$ N/mm²).

Secțiunea de armătură necesară din calculul la starea limită de rezistență este: A_a nec. $= 260$ mm²/m; armătura efectivă: $A_a = 6\varnothing\,8$/m $= 301$mm²/m.

1. Calculul A_{bt} și p_t se face pentru o fișie de placă de lățime egală cu distanța între armături ($b = 167$ mm). Conform schemei 9.1: $s_1 = 167$ mm; $i_1 = 7{,}5 \cdot 8 = 60$ mm $< s_1/2 = 83$ mm; $i_2 = i_1 = 60$ mm.

$$A_{bt} = \left(c + \frac{d}{2} + i_1\right)2i_1 = \left(15 + \frac{8}{2} + 60\right)120 = 9\,480 \text{ mm}^2.$$

2. A_{bt} max. $= 0{,}5 \cdot 167 \cdot 120 = 10\,000$ mm²;

3. $A_{bt} = 9\,480$ mm² $< A_{bt}$ max. $= 10\,000$ mm²;

4. $A_{bt} = 9\,480$ mm²;

6. A_a(o bară $\varnothing$ 8) $= 50{,}2$ mm²; $p_t = \frac{50{,}2}{9\,480} 100\% = 0{,}53\%$;

7. $\frac{p_t}{d} = \frac{0{,}53}{8} = 0{,}066$.

8. Din tabelul 14, pentru elemente exterioare, α_f *adm.* $= 0{,}2$ mm.

9. Din tabelul 15 A, pentru α_f *adm.* $= 0{,}2$ mm și PC 52, se scoate $\frac{p_t}{d} = 0{,}075$;

10. $\frac{p_t}{d}(7) = 0{,}066 < \frac{p_t}{d}(9) = 0{,}075$;

12. $v = \frac{3,6}{5,9} = 0,61$;

13. $\sigma_a \approx 0,85 \frac{260}{301} = 220$ N/mm²;

14. ψ se ia din tabelul 16.
20. Din tabelul 16, pentru $p_t = 0,53\%$ şi $v = 0,61$, se găseşte $\psi = 0,88$.
21. $s = 167$ mm.
22. Pentru PC 52, $c = 15$ mm, $s = 167$ mm şi $\frac{p_t}{d} = 0,066$, se obţine:

$$\lambda_f = 2(15 + 0,1 \cdot 167) + \frac{65}{0,066} = 162 \text{ mm};$$

23. $\alpha_f = 162 \cdot 0,88 \frac{220}{210\,000} = 0,15$ mm;

24. $\alpha_f = 0,15$ mm $< \alpha_f$ adm. $= 0,2$ mm;

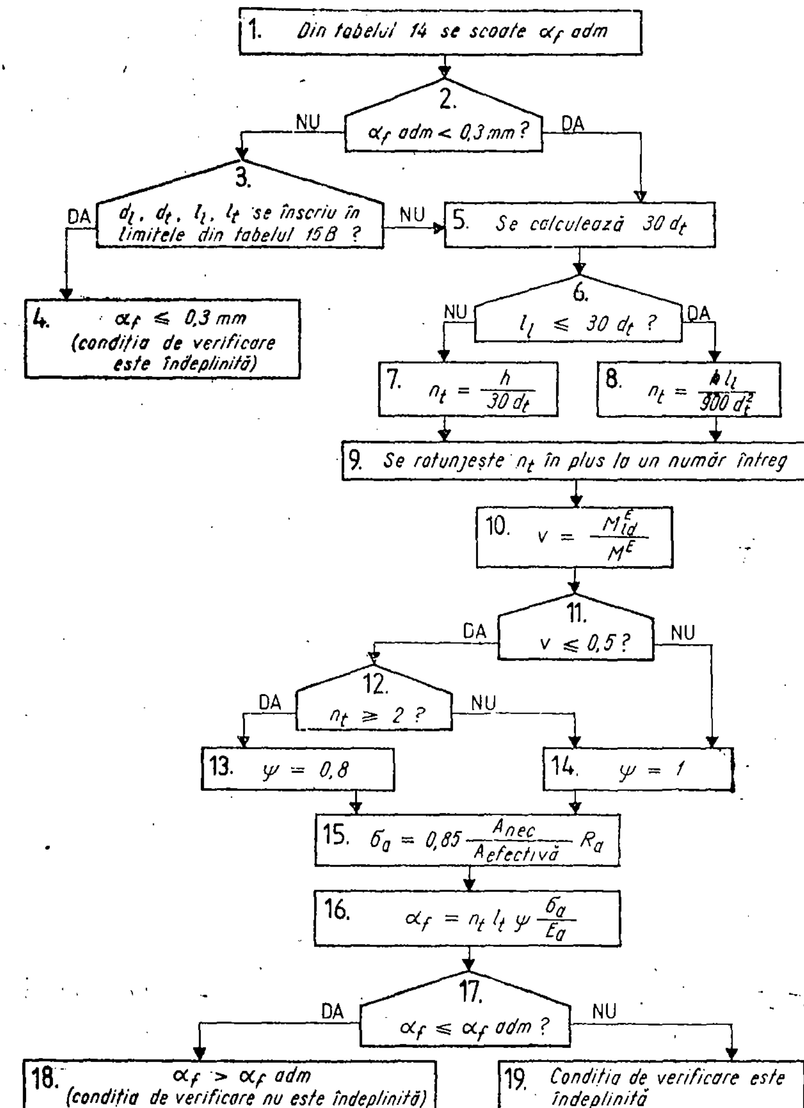
25. $p = \frac{301}{1\,000 \cdot 120} 100\% = 0,25\%$;

26. $p = 0,25\% < 0,3\%$;
27. Din tabelul 17 B, pentru α_f *adm* $= 0,2$ mm, Bc 20 şi $d = 8$ mm, se găseşte σ_a *max*. $= 223$ N/mm².
28. σ_a (13) $= 220 < \sigma_a$ max. $= 223$ N/mm².

30. $\alpha_f \leqslant \alpha$ adm.

Se observă că în acest caz, datorită verificării suplimentare necesare în cazul elementelor cu procente reduse de armare, condiţia (28) este satisfăcută la limită, deşi armătura efectivă este cu 16% mai mare decît cea necesară din calculul la starea limită de rezistenţă.

9	Verificare la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Plăci armate cu plase sudate din STNB
9.5	Încovoiere	Se dau: M^E, M^E_{ld}, h, A_a, d_l, d_t, l_l, l_t, R_a, E_a. Se cere verificarea $\alpha_f \leqslant \alpha_f$ *adm*?



Exemplu de calcul la schema 9.5

Pentru o placă din beton armat monolit cu grosimea $h = 80$ mm, armată cu o plasă sudată de tipul 105 GQ 106 (longitudinal şi transversal Ø 4,5 la 150 mm) şi solicitată de un moment încovoietor $M^E = 2{,}0$ kNm/m, din care $M^E_{ld} = 1{,}0$ kNm/m, se cere să se verifice dacă $\alpha_f \leqslant \alpha_f$ *adm*. Placa este situată într-un spaţiu interior al unei clădiri civile.

Din calculul la stare limită de rezistenţă a rezultat A_a nec. $= 99$ mm²/m. Armătura efectivă: $A_a = 106$ mm²/m, $R_a = 370$ N/mm²; $E_a = 200\,000$ N/mm²

1. Din tabelul 4, pentru plăci în spaţii interioare α_f *adm.* $= 0{,}3$ mm.
2. Nu.
3. $d_l = d_t = 4{,}5$ mm; $l_l = l_t = 150$ mm. Plasa nu se încadrează în limitele date în tabelul 15 B.

5. $30\, d_l = 30 \cdot 4{,}5 = 135$ mm;

6. $l_l = 150$ mm > 135 mm;

7. $n_l = \dfrac{80}{30 \cdot 4{,}5} = 0{,}59$;

9. $n_l = 1$;

10. $v = \dfrac{1{,}0}{2{,}0} = 0{,}5$;

11. Da.

12. $n_t = 1 < 2$;

14. $\psi = 1$;

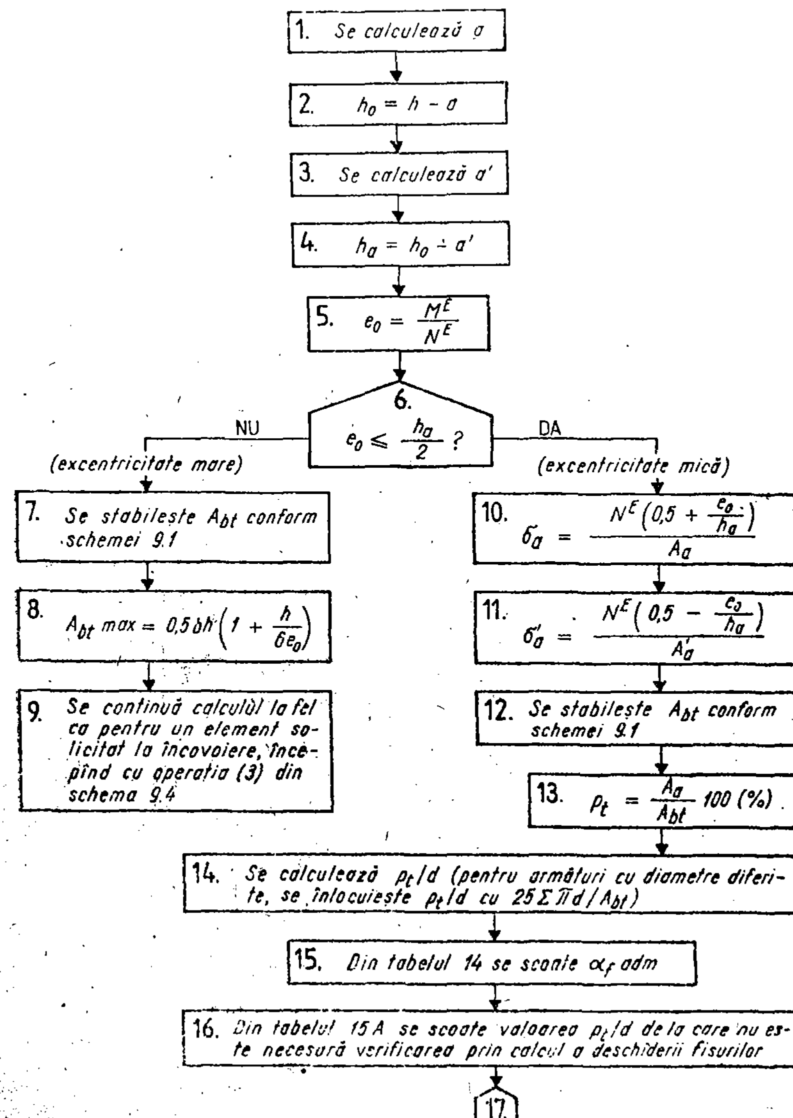
15. $\sigma_a = 0{,}85 \dfrac{99}{106} 370 = 293{,}7$ N/mm²;

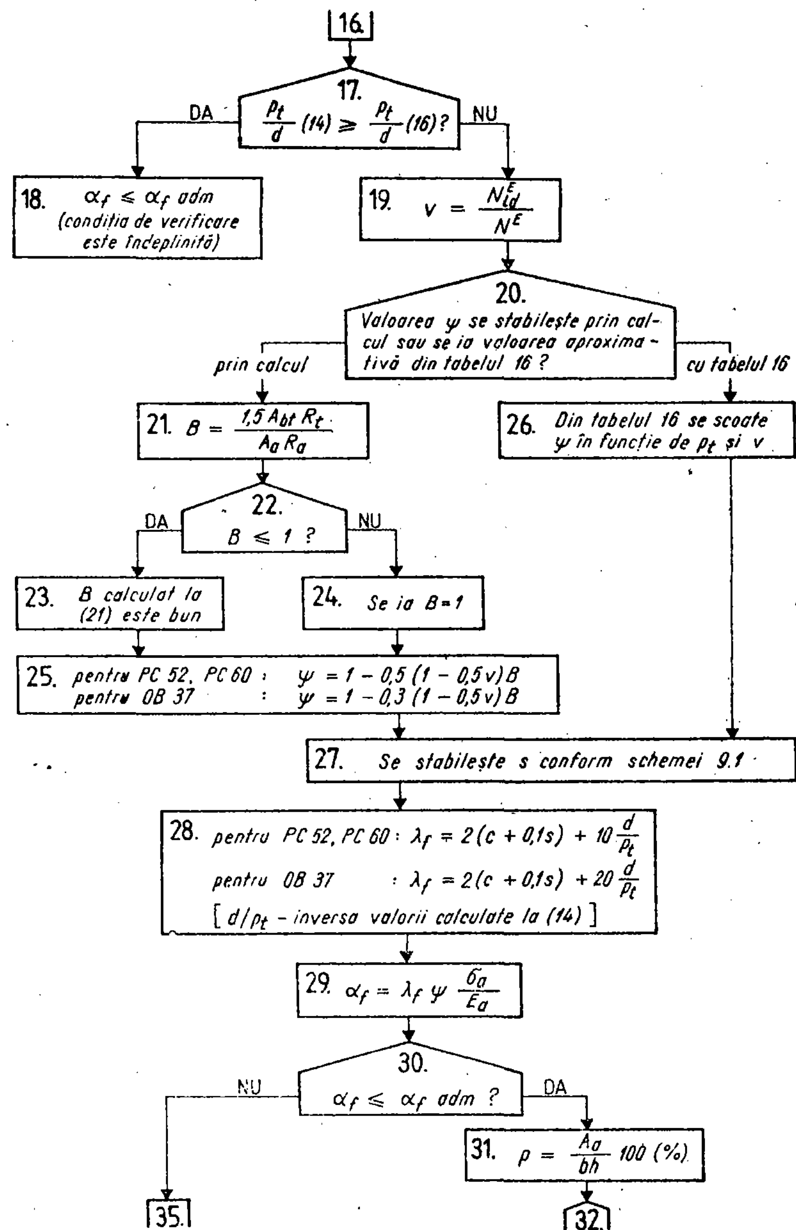
16. $\alpha_f = 1 \cdot 150 \cdot 1 \dfrac{293{,}7}{200\,000} = 0{,}22$ mm.

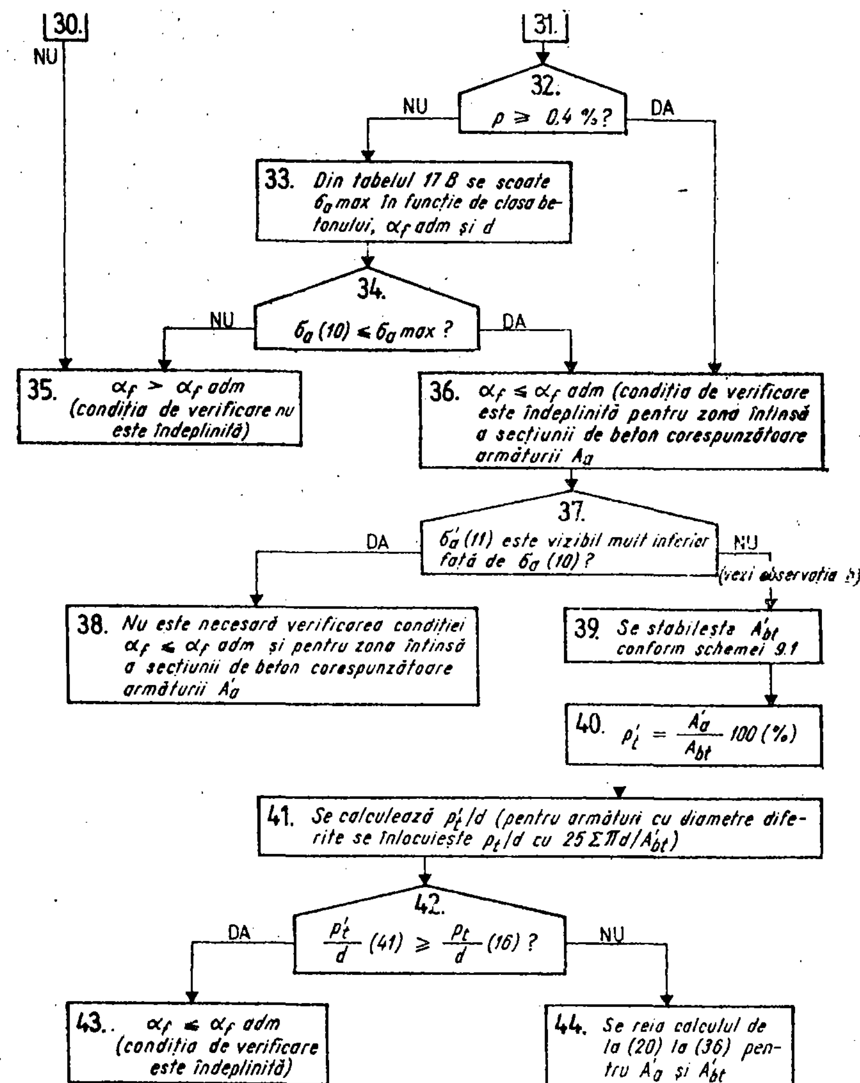
17. $\alpha_f = 0{,}22$ **mm** $< \alpha_f$ **adm.** $=$ **0,3mm**

19. **Condiţia de verificare este îndeplinită.**

9	Verificare la starea limită de deschidere a fisurilor normale	Secţiuni dreptunghiulare armate simetric sau nesimetric
9,6	Întindere excentrică	Se dau: N^E, N^E_{ld}, M^E, M^E_{ld}, b, h, A_a, A'_a, c, d, R_t, R_a, E_a. Se cere: verificarea $\alpha_f < \alpha_f$ *adm.*?







Observaţii

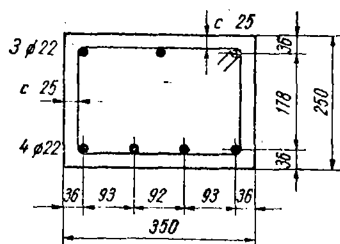
a. Operaţiile 32—36 se referă la verificarea suplimentară cerută la paragraful 3.8.3.2 din STAS 10 107/0-90 pentru elemente cu procente reduse de armare.

b. Necesitatea operaţiilor 39—44 intervine în cazuri rare, la secţiuni armate nesimetric, cînd A_a' este insuficientă în raport cu A_a.

Exemple de calcul la schema 9.6

I. *Excentricitate mică*

Pentru tirantul unei ferme de acoperiş a unui depozit deschis (fără pereţi), avînd secţiunea din figură, se cere să se verifice dacă $\alpha_f \leqslant \alpha_f\ adm.$



$N^E = 380$ kN $= 380\,000$ N ; $N_d^E = 225$ kN $= 225\,000$ N ;

$M^E = 11{,}4$ kNm $= 11{,}4 \cdot 10^6$ Nmm.

Beton: Bc 20 ($R_t = 0{,}95$ N/mm²);

Oţel: OB 37 ($R_a = 210$ N/mm², $E_a = 210\,000$ N/mm²).

$A_a = 4 \varnothing 22 = 1\,520$ mm²; $A'_a = 3 \varnothing 22 = 1140$ mm².

1. $a = 25 + \dfrac{22}{2} = 36$ mm ;

2. $h_0 = 250 - 36 = 214$ mm ;
3. $a' = a = 36$ mm ;
4. $h_a = 214 - 36 = 178$ mm ;

5. $e_0 = \dfrac{11{,}4}{380} = 0{,}03$ m $= 30$ mm ;

6. $e_0 = 30 < \dfrac{h_a}{2} = \dfrac{178}{2} = 89$ mm (excentricitate mică);

10. $\sigma_a = \dfrac{380\,000 \cdot \left(0{,}5 + \dfrac{30}{178}\right)}{1520} = 167$ N/mm²;

11. $\sigma'_a = \dfrac{380\,000 \cdot \left(0{,}5 - \dfrac{30}{178}\right)}{1520}$

12. $i_1 = i_2 = 7{,}5 \cdot 22 = 165$ mm ; $s_1 = 93$ mm ; $s_2 = 178$ mm ;

$i_1 = 165 > \dfrac{s_1}{2} = \dfrac{93}{2} = 46{,}5$ mm ; $i_2 = 165 > \dfrac{s_2}{2} = \dfrac{178}{2} = 89$ mm. Deci cu relaţia din cazul (b) din schema 9.1, pentru elemente solicitate la întindere excentrică cu excentricitate mică:

$$A_{bt} = 350 \cdot 250 \frac{1520 \cdot 167}{1520 \cdot 167 + 1140 \cdot 105} = 59\,490 \text{ mm}^2.$$

13. $p_t = \dfrac{1520}{59 \cdot 490}\, 100\%$;

14. $\dfrac{p_t}{d} = \dfrac{2{,}55}{22} = 0{,}116$;

15. Din tabelul 14 rezultă $\alpha_f\ adm. = 0{,}2$ mm.

16. Din tabelul 15 A, pentru OB 37 şi $\alpha_f\ adm. = 0{,}2$ mm, se găseşte: $\dfrac{p}{d} = 0{,}135$;

17. $0{,}116 < 0{,}135$;

19. $v = \dfrac{228}{380} = 0{,}60$;

20. ψ se stabileşte prin calcul.

21. $B = \dfrac{1{,}5 \cdot 59\,490 \cdot 0{,}95}{1\,520 \cdot 210} = 0{,}27$;

22. $B = 0{,}27 < 1$;

23. $B = 0{,}27$.

25. $\psi = 1 - 0{,}3(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}60)0{,}27 = 0{,}94$;

27. $s_2 = 178$ mm $> s_1 = 93$ mm, deci se ia $s = 178$ mm.

28. $\lambda_f = 2(25 + 0{,}1 \cdot 178) + \dfrac{20}{0{,}116} = 258$ mm ;

29. $\alpha_f = 258 \cdot 0{,}94 \dfrac{167}{210\,000} = 0{,}193$ mm ;

30. $\alpha_f = 0{,}193$ mm $< \alpha_f\ adm = 0{,}2$ mm.

31. $p = \dfrac{1\,520}{350 \cdot 250}\, 100\,\% = 1{,}73\%$;

32. $p = 1{,}73\% > 0{,}4\%$;
33. $\alpha_f < \alpha_f\ adm.$
37. σ'_a este mult inferior faţă de σ_a.
38. Nu este necesară verificarea deschiderii fisurilor şi în zona corespunzătoare armăturii A'_a.

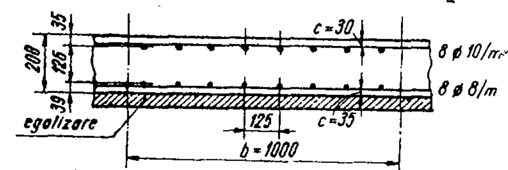
II. *Excentricitate mare*

Pentru placa radierului unui rezervor cilindric, avînd secţiunea din figură, se cere verificarea condiţiei $\alpha_f \leqslant \alpha_f\ adm.$ Eforturile transmise de la peretele cilindric în secţiunea de încastrare în radier: $N^E = N_{ld}^E = 45$ kN/m $= 45\,000$ N/m (întindere); $M^E = M_{ld}^E = -13{,}5$ kNm/m $= -13{,}5 \cdot 10^6$ Nmm/m.

Beton: Bc 20 ($R_t = 0{,}95$ N/mm²);

Oţel: PC 52 ($R_a = 300$ N/mm², $E_a = 210\,000$ N/mm²).

Armătura întinsă rezultată din calculul la starea limită de rezistenţă: A_a nec. $= 580$ mm²/m. Armătura efectivă: $A_a = 8 \varnothing 10$/m $= 628$ mm²/m.



1. $a = 30 + \frac{10}{2} = 35$ mm;

2. $h_0 = 200 - 35 = 165$ mm;

3. $a' = 35 + \frac{8}{2} = 39$ mm;

4. $h_a = 165 - 39 = 126$ mm.

5. $e_0 = \frac{13,5}{45} = 0,30$ m $= 300$ mm;

6. $e_0 = 300 > \frac{h_a}{2} = \frac{126}{2} = 63$ mm (excentricitate mare).

7. $i_1 = i_2 = 7,5 \cdot 10 = 75$ mm; $s_1 = 125$ mm; $s_2 = 126$ mm; $i_1 = 75 > \frac{s_1}{2} = \frac{125}{2} = 6,25$ mm; $i_2 = 75 > \frac{s_2}{2} = \frac{126}{2} = 63$ mm. Deci $A_{bt} = b\left(c + \frac{d}{2} + i_2\right) = 1\,000\left(30 + \frac{10}{2} + 75\right) = 110\,000$ mm².

8. $A_{bt}\, max. = 0,5 \cdot 1\,000 \cdot 200\left(1 + \frac{200}{6 \cdot 300}\right) = 111\,111$ mm².

9. Se continuă calculul cu schema 9.4, începînd de la operația (3) din această schemă.

3. $A_{bt} = 110\,000 < A_{bt}\, max. = 111\,111$ mm²;

4. $A_{bt} = 110\,000$ mm².

6. $p_t = \frac{628}{110\,000} 100\% = 0,57\%$;

7. $\frac{p_t}{d} = \frac{0,57}{10} = 0,057$;

8. Din tabelul 14, $\alpha_f\, adm. = 0,2$ mm;

9. Din tabelul 15 A, pentru $\alpha_f\, adm. = 0,2$ mm și PC 52, se găsește $\frac{p_t}{d} = 0,075$.

10. $\frac{p_t}{d}$ (7) $= 0,057 < \frac{p_t}{d}$ (9) $= 0,075$;

12. $v = \frac{M_{ld}^E}{M^E} = 1$;

13. $\sigma_a \approx 0,85 \frac{580}{628} 300 = 236$ N/mm²;

14. ψ se ia din tabelul 16.

20. Din tabelul 16, pentru PC 52, $p_t = 0,57\%$ și $v = 1,0$, se găsește $\psi = 0,88$;

21. $s_2 = 126 > s_1 = 125$ mm. Deci se ia $s = 126$ mm;

22. $\lambda_f = 2(30 + 0,1 \cdot 126) + \frac{6,5}{0,057} = 199$ mm;

23. $\alpha_f = 199 \cdot 0,88 \frac{236}{210\,000} = 0,197$ mm;

24. $\alpha_f = 0,197$ mm $< \alpha_f\, adm. = 0,2$ mm;

25. $p = \frac{628}{1\,000 \cdot 200} 100\% = 0,31\%$;

26. $p = 0,31\% > 0,3\%$;

30. $\alpha_f \leqslant \alpha_f\, adm.$

10	Încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare sau în formă de T
10.0	**Notaţii**	

Pentru caracteristicile secţiunilor sînt valabile aceleaşi notaţii ca în schema 8.0.

q^E — încărcarea de exploatare totală;

q^E_{ld} — fracţiunea de lungă durată din q^E;

q^E_1 — partea din q^E care se aplică inainte de executarea elementelor nestructurale;

$v = \frac{q^E_{ld}}{q^E}$ cind q^E şi q^E_{ld} sint distribuite la fel în lungul elementului;

$v = \frac{M^E_{ld}}{M^E}$ cind q^E şi q^E_{ld} nu sint distribuite la fel în lungul elementului;

M^E — momentul incovoietor maxim din q^E;

M^E_{ld} — momentul incovoietor maxim din q^E_{ld};

A_{bt} — aria de înglobare a armăturilor intinse, care se determină conform schemei 9.1;

$$p_t = \frac{A_a}{A_{bt}} = 100\ \%$$

ψ — coeficient prin care se ţine seama de influenţa betonului dintre fisuri şi care este egal cu raportul între deformaţia specifică medie a armăturii (ε_{am}) şi deformaţia specifică a armăturii în dreptul fisurii (ε_a). În calculul de verificare la starea limită de deformaţie se admite să se introducă pentru ψ valorile aproximative date în tabelul 16 în funcţie de v şi p_t;

$$E'_b = \frac{0{,}8\ E_b}{1 + 0{,}5\ v\bar{\varphi}}\ (\bar{\varphi} \text{ conform tabelului 4})$$

$$n_e = \frac{E_a}{\psi E'_b}\ ;\ \alpha = \frac{n_e p}{100}$$

$f_{ld}(q^E)$ — săgeata maximă calculată cu luarea în considerare a deformaţiilor în timp (săgeata de lungă durată) din q^E;

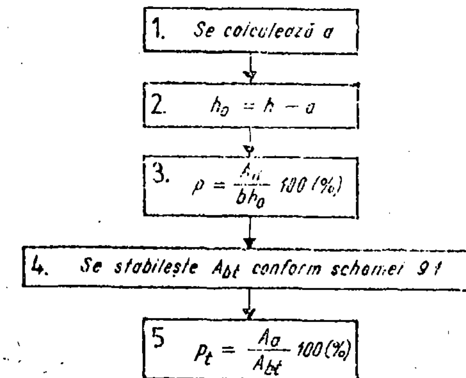
$f_{sd}(q^E_1)$ — săgeata maximă calculată fără luarea în considerare a deformaţiilor în timp (săgeata de scurtă durată) din q^E_1;

$\Delta_f = f_{ld}(q^E) - f_{sd}(q^E_1)$ — suplimentul de săgeată care se produce după executarea elementelor nestructurale şi influenţează comportarea acestora;

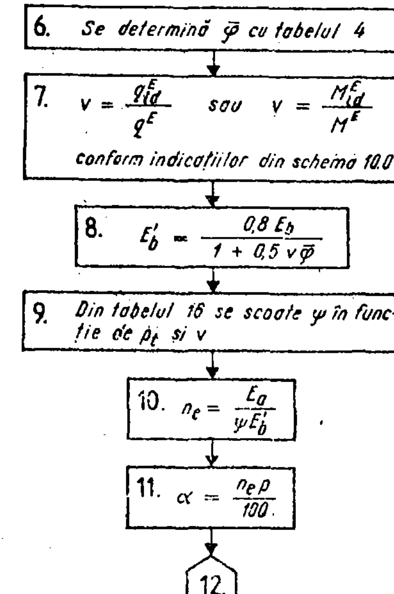
$\Delta f.\ adm.$ — suplimentul de săgeată admisibil, conform **tabelului 18.**

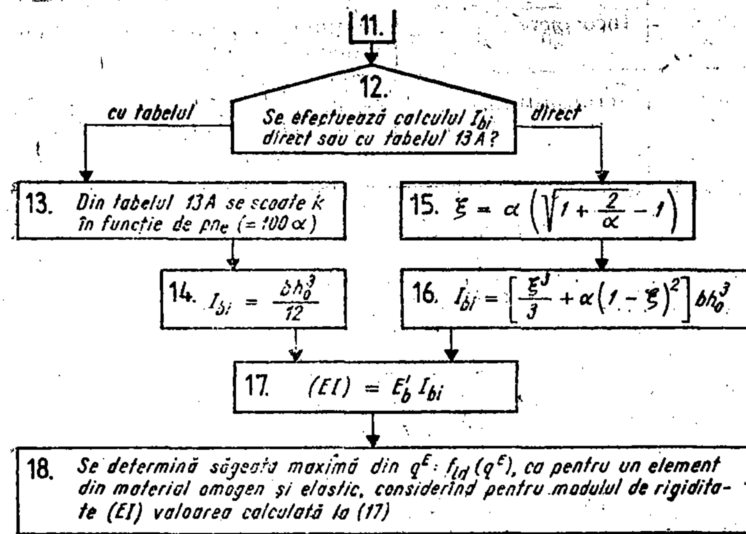
10	Încovoiere	Secţiuni dreptunghiulare simplu armate
10.1	Verificarea săgeţii	Se dau: q^E, q^E_{ld}, q^E_1, b, h, A_a, E_a, E_b, $\Delta f\ adm.$ (conform tab. 18) Se cere: verificarea $\Delta f \leqslant \Delta f\ adm.$?

I. Date geometrice

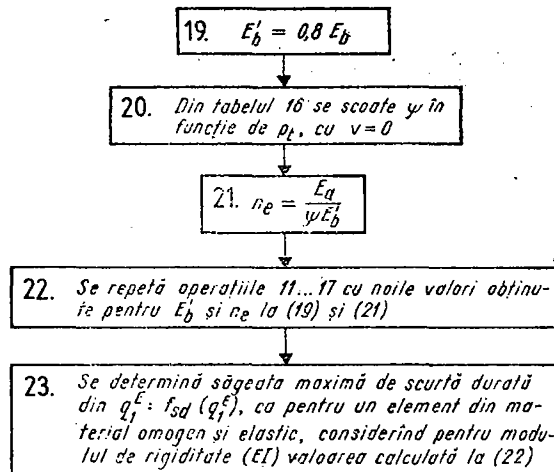


II. Calculul săgeţii maxime de lungă durată din q^E

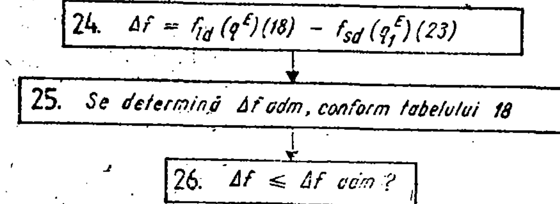




III. Calculul săgeţii maxime de scurtă durată din q_1^E ($\nu = 0$)



IV. Verificarea la starea limită de deformaţie

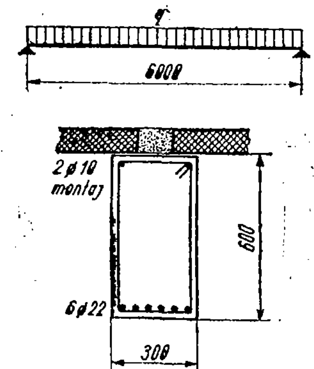


Exmplu de calcul la schema 10.1

Să se verifice săgeata maximă pentru grinda de planşeu cu secţiune dreptunghiulară din figură, simplu rezemată la capete, cu o încărcare de exploatare uniform distribuită $q^E = 60$ kN/m, din care fracţiunea de lungă durată este $q_{ld}^E = 40$ kN/m, iar $q_1^E = 35$ kN/m.

Beton: Bc 20 ($E_b = 27\,000$ N/mm²); oţel: PC 52 ($E_a = 210\,000$ N/mm²); $A_a = 6 \varnothing 22 =$ $= 2\,281$ mm².

Grinda se încadrează în cazul $\Delta f\, adm. = l/500$ din tabelul 18.



I. *Date geometrice*

1. $a = 25 + \frac{22}{2} = 36$ mm;

2. $h_0 = 600 - 36 = 564$ mm;

3. $p = \frac{2\,281}{300 \cdot 564}\, 100\% = 1{,}35\%$;

4. Conform schemei 9.1, rezultă $A_{bt} = 300(36 + 7{,}5 \cdot 22) = 60\,300$ mm²;

5. $p_t = \frac{2\,281}{60 \cdot 300}\, 100\% = 3{,}78\%$.

II. *Calculul săgeţii* $f_{ld}(q^E)$

6. Din tabelul 4, pentru Bc 20 şi condiţii normale, $\varphi = \varphi_0 = 3{,}0$.

7. $\nu = \frac{40}{60} = 0{,}667$;

8. $E_b' = \frac{0{,}8 \cdot 27\,000}{1 + 0{,}5 \cdot 0{,}667 \cdot 3{,}0} \approx 10\,800$ N/mm².

9. Din tabelul 16, pentru $p_t = 3{,}78\%$ şi $\nu = 0{,}0667$ se găseşte $\psi = 1$.

10. $n_e = \frac{210\,000}{1 \cdot 10\,800} = 19{,}44$;

11. $\alpha = \frac{19{,}44 \cdot 1{,}35}{100} = 0{,}262$;

I_{bi} se calculează cu tabelul 13 A.

13. Din tabelul 13 A, pentru $pn_e = 100\,\alpha = 26{,}2$ se găsește $k = 1{,}28$.

14. $I_{bi} = 1{,}28 \frac{300 \cdot 564^3}{12} = 5{,}74 \cdot 10^9$ mm⁴ ;

17. $(EI) = 10\,800 \cdot 5{,}74 \cdot 10^9 = 6{,}20 \cdot 10^{13}$ Nmm²;

18. $f_{ld}(q^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^E l^4}{(EI)}$, unde $q^E = 60$ kN/m $= 60$ N/mm

$$f_{ld}(q^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{60 \cdot 6\,000^4}{6{,}20 \cdot 10^{13}} = 16{,}3 \text{ mm.}$$

III. *Calculul săgeții* $f_{sd}(q_I^E)$

$E_b' = 0{,}8 \cdot 27\,000 = 21\,600$ N/mm²;

20. Din tabelul 16, pentru $p_t = 3{,}78\%$ și $v = 0$, se găsește $\psi = 1$.

21. $n_e = \frac{210\,000}{1 \cdot 21\,600} = 9{,}72$;

22. Se repetă operațiile 11 ... 17 cu $E_b' = 21\,600$ N/mm² și $n_e = 9{,}72$.

11. $\alpha = \frac{9{,}72 \cdot 1{,}35}{100} = 0{,}131$;

12. I_{bt} se calculează cu tabelul 13 A.

13 Din tabelul 13 A, pentru $pn_e = 100\,\alpha = 13{,}1$, se găsește $k = 0{,}82$.

14. $I_{bi} = 0{,}82 \frac{300 \cdot 564^3}{12} = 3{,}67 \cdot 10^9$ mm⁴;

17. $(EI) = 21\,600 \cdot 3{,}67 \cdot 10^9 = 7{,}92 \cdot 10^{13}$ Nmm²;

23. $f_{sd}(q_I^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{300 \cdot 6\,000^4}{7{,}92 \cdot 10^{13}} = 7{,}5$ mm

IV. *Verificarea la starea limită de deformație*

24. $\Delta f = 16{,}3 - 7{,}5 = 8{,}8$ mm.

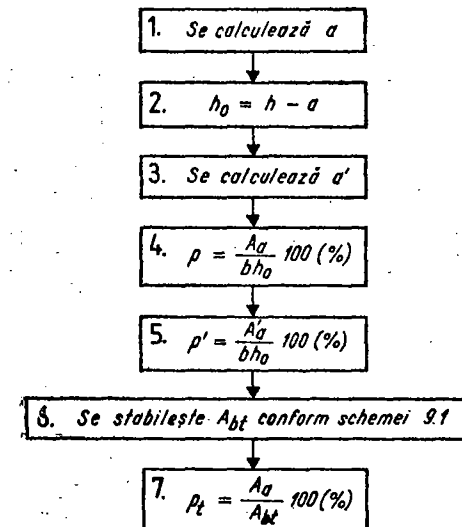
25. Din tabelul 18, $\Delta f\,adm. = \frac{6\,000}{500} = 12$ mm;

26. **$\Delta f = 8{,}8$ mm $< \Delta f\,adm. = 12$ mm.**

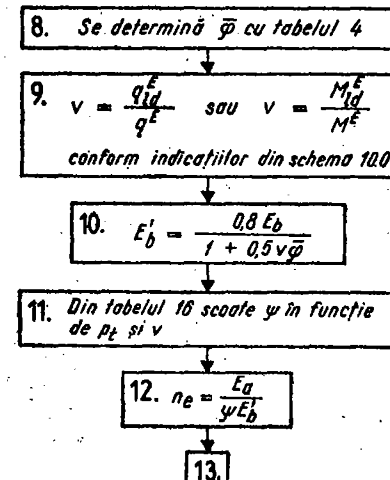
STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚIE

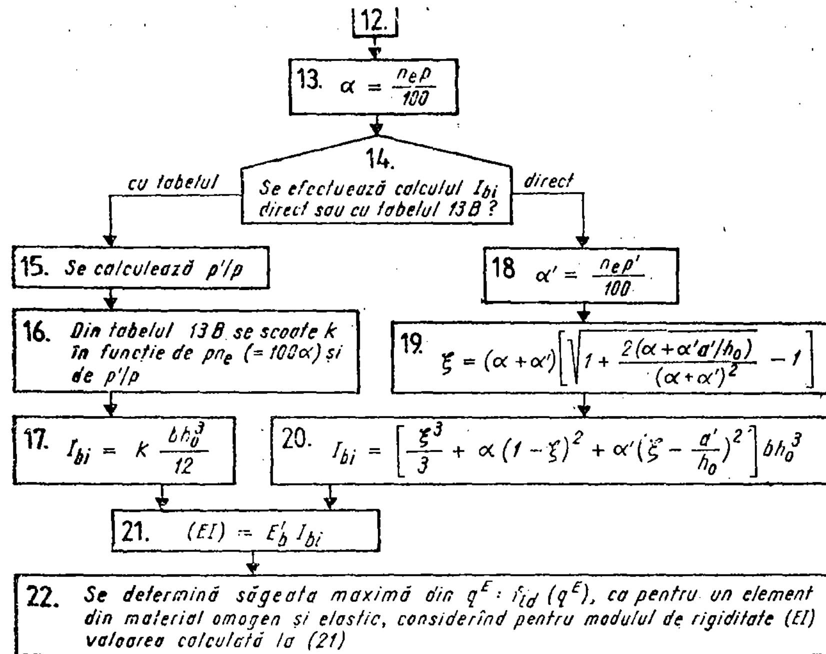
10	Încovoiere	Secțiuni dreptunghiulare dublu armate
10.2	Verificarea săgeții	Se dau: q^E, q_{ld}^E, q_I^E, b, h, A_a, A_a', E_a, E_b, $\Delta f\,adm.$ (conform tab. 18) Se cere: verificarea $\Delta f \leq \Delta f\,adm.$?

I. Date geometrice

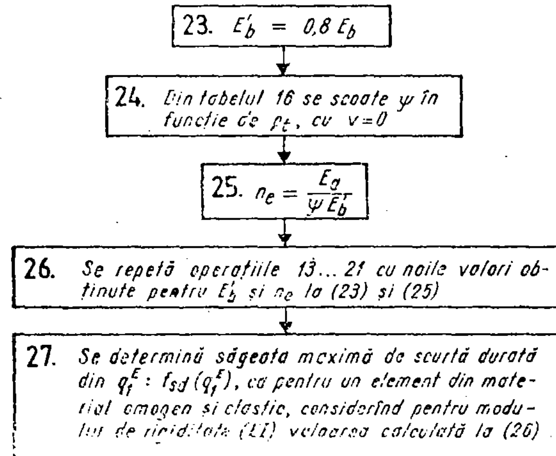


II. Calculul săgeții maxime de lungă durată din q^E

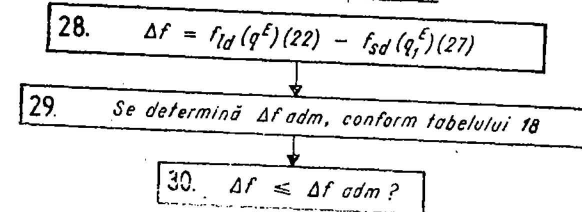




III. Calculul săgeții maxime de scurtă durată din q^E_{f-} (v = 0)



IV. Verificarea la starea limită de deformație



Exemplu de calcul la schema 10.2

Să se verifice săgeata maximă pentru grinda de planșeu din exemplul la schema 10.1, în situația cînd ar fi dublu armată, cu $A_a' = 3 \varnothing 16 = 603$ **mm²**.

I. *Date geometrice*

1. $a = 25 + \frac{22}{2} = 36$ mm;

2. $h_0 = 600 - 36 = 564$ mm;

3. $a' = 25 + \frac{16}{2} = 33$ mm.

4. $p = \frac{2\,281}{300 \cdot 564} 100\% = 1,35\%$;

5. $p' = \frac{603}{300 \cdot 564} 100\% = 0,36\%$.

Din exemplul la schema 10.1: 6-7 $A_{bt} = 60.300$ mm² și $p_t = 3,78\%$.

II. *Calculul săgeții* $f_{ld}(q^E)$

Din exemplul la schema 10.1: 8 ... 13. $\overline{\varphi} = 3,0$; $v = 0,667$; $E_b' = 10\,800$ N/mm²; $\psi = 1$; $n_e = 19,44$; $\alpha = 0,262$.

14. I_{bi} se calculează cu tabelul 13 B.

15. $\frac{p'}{p} = \frac{0,36}{1,35} = 0,267$.

16. Din tabelul 13 B, pentru $p\,n_e = 100\,\alpha = 26,2$ și $p'/p = 0,267$, se găsește: $k = 1,43$.

17. $I_{bi} = 1,43 \frac{300 \cdot 564^3}{12} = 6,41 \cdot 10^9$ mm⁴;

21. $(EI) = 10\,800 \cdot 6,41 \cdot 10^9 = 6,92 \cdot 10^{13}$ Nmm²;

22. $f_{ld}(q^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{60 \cdot 6\,000^4}{6,92 \cdot 10^{13}} = 14,6$ mm.

III. *Calculul săgeții* $f_{ld}(q_1^E)$

Din exemplul la schema 10.1: 23 ... 25 și 11 ... 16. $E'_b = 21\ 600$ N/mm²;

$\psi = 1$; $n_e = 9{,}72$; $\alpha = 0{,}131$.

14. I_{bi} se calculează cu tabelul 13 B.

15. $\frac{p'}{p} = 0{,}267$.

16. Din tabelul 13 B, pentru $p\,n_e = 100\,\alpha = 13{,}1$ și $p'/p = 0{,}267$, se găsește: $k = 0{,}85$.

17. $I_{bi} = 0{,}85 \frac{300 \cdot 564^3}{12} = 3{,}81 \cdot 10^9$ mm⁴;

21. $(E\,I) = 21\ 600 \cdot 3{,}81 \cdot 10^9 = 8{,}23 \cdot 10^{13}$ Nmm²;

27. $f_{ld}(q_1^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{35 \cdot 6\ 000^4}{8{,}23 \cdot 10^{13}} = 7{,}2$ mm.

IV. *Verificarea la starea limită de deformație*

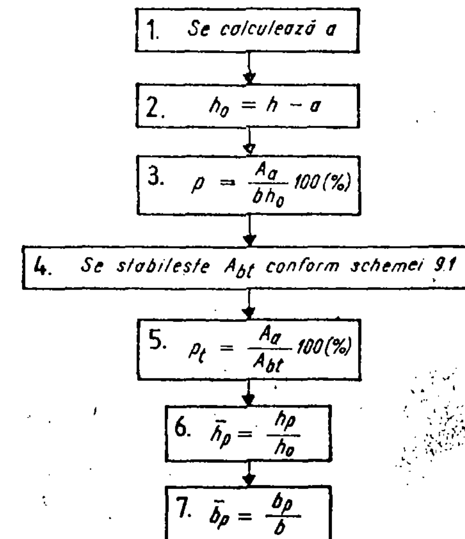
28. $\Delta f = 14{,}6 - 7{,}2 = 7{,}4$ mm.

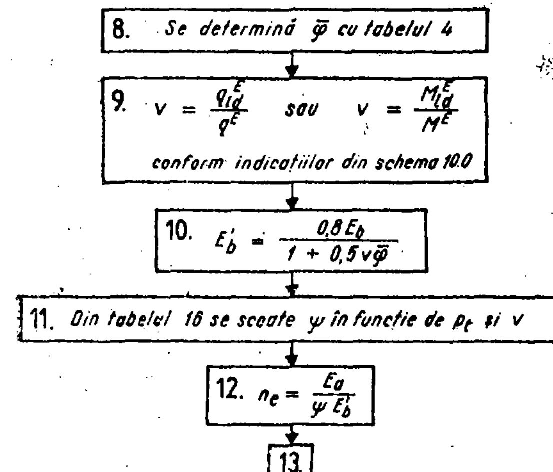
29. Δf *adm.* (la fel ca în exemplul la schema 10.1) = 12 mm.

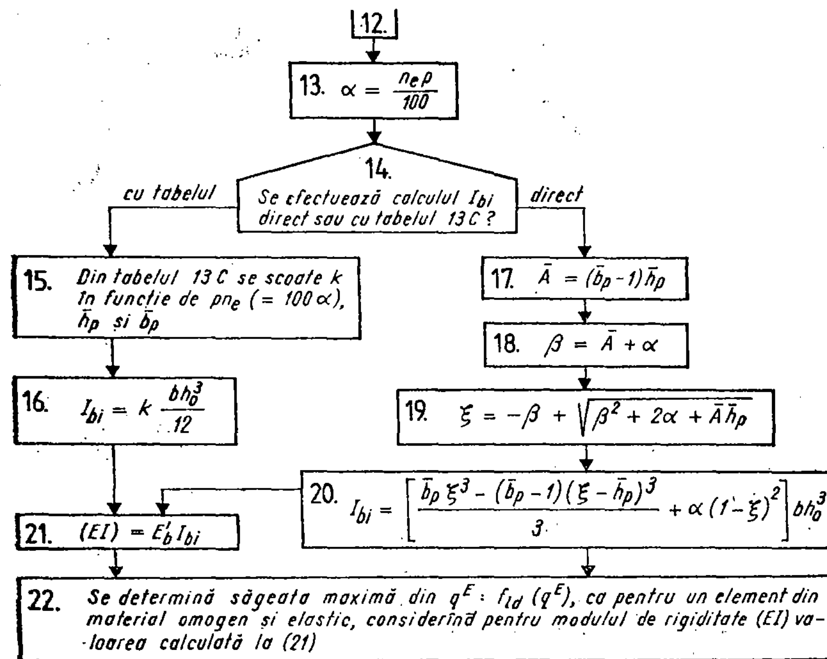
30. **$\Delta f = 7{,}4$ mm $< \Delta f$ adm. = 12 mm.**

Comparînd cu rezultatul obținut pentru aceeași grindă cînd este simplu armată, se observă că săgeata a scăzut cu 16% datorită sporului de rigiditate pe care îl aduce armarea din zona comprimată.

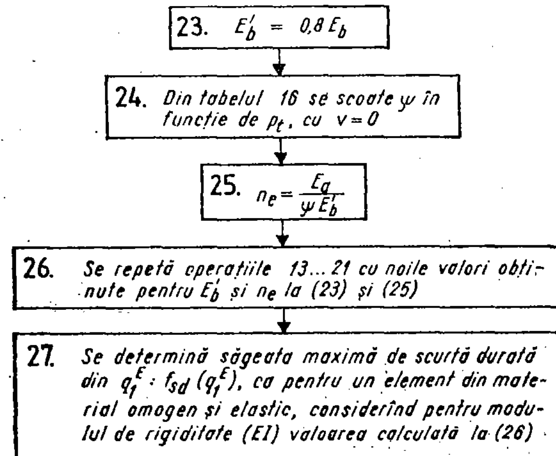
10	Încovoiere	Secțiuni în formă de T simplu armate
10.3	Verificarea săgeții	Se dau: q^E, q_{ld}^E, q_1^E, h, h_p, b, b_p (stabilită conform schemei 1.7), A_a, E_a, E_b, Δf *adm.* (conform tabelului 18) Se cere: verificarea $\Delta f \leqslant \Delta f$ *adm.*?



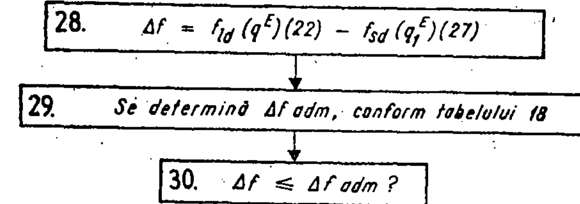




III. Calculul săgeţii maxime de scurtă durată din q_1^E ($v = 0$)



IV. Verificarea la starea limită de deformaţie



Observaţie

În cazul special al grinzilor de rulare, pentru care conform tab. 18 verificarea la starea limită de deformaţie se face cu relaţia $f(q^{\circ}) \leq f$ *adm.* unde q° este încărcarea considerată în calculul la oboseală, — ciclul III din schema 10.3 nu intervine. Verificarea finală se face comparînd săgeata calculată la (22) cu *f adm.*

Exemplu de calcul la schema 10.3

Să se verifice săgeata maximă a grinzii din figură, simplu rezemată la capete, cu o încărcare de exploatare uniform distribuită $q^E = 50$ kN/m, din care fracţiunea de lungă durată este $q_{ld}^E = 35$ kN/m, iar $q_1^E = 20$ kN/m.

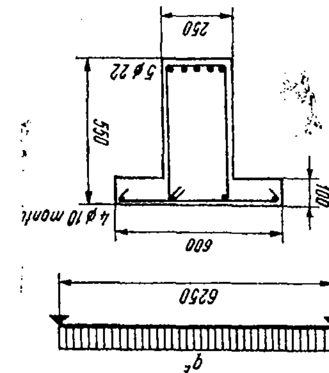


Fig. S.10.3

Beton: Bc 20 ($E_b = 27\,000$ N/mm²); oţel: PC 60 ($E_a = 210\,000$ N/mm²). $A_a = 5\varnothing 22 = 1\,900$ mm².
Grinda se încadrează în cazul $\Delta f = adm. = l/500$ din tabelul 18.

I. *Date geometrice*

1. $a = 25 + \frac{22}{2} = 36$ mm;

2. $h_0 = 550 - 36 = 514$ mm;

3. $p = \frac{1\,900}{250 \cdot 514} 100\% = 1{,}48\%$;

4. Conform schemei 9.1 rezultă $A_{bt} = 250(36 + 7{,}5 \cdot 22) = 50\,250$ mm²;

5. $p_t = \frac{1\,900}{50 \cdot 250} 100\% = 3{,}78\%$;

6. $\bar{h}_p = \frac{100}{514} = 0{,}195$; 7. $\bar{b}_p = \frac{600}{250} = 2{,}40$.

II. *Calculul săgeţii* f_{ld} (q^E)

8. Din tabelul 4, pentru Bc 20 şi condiţii normale, $\bar{\varphi} = \varphi_0 = 3{,}0$.

9. $v = \frac{35}{50} = 0{,}70$;

10. $E'_b = \frac{0{,}8 \cdot 27\,000}{1 + 0{,}5 \cdot 0{,}70 \cdot 3{,}0} \approx 10\,540$ N/mm²;

11. Din tabelul 16, pentru $p_t = 3{,}78\%$ şi $v = 0{,}70$, se găseşte $\psi = 1$.

12. $n_e = \frac{210\,000}{1 \cdot 10\,540} = 19{,}92$;

13. $\alpha = \frac{19{,}92 \cdot 1{,}48}{100} = 0{,}295$;

14. I_{bt} se calculează cu tabelul 13 C.

15. Din tabelul 13 C, $p\, n_e = 100\, \alpha = 29{,}5$, $\bar{h}_p = 0{,}195$ şi $\bar{b}_p = 2{,}40$, se găseşte $k = 1{,}85$.

16. $I_{bt} = 1{,}85 \frac{250 \cdot 514^3}{12} = 5{,}23 \cdot 10^9$ mm⁴;

21. $(E\,I) = 10\,540 \cdot 5{,}23 \cdot 10^9 = 5{,}51 \cdot 10^{13}$ Nmm²;

22. $f_{ld}\ (q^E) = \frac{5}{384} \cdot \frac{50 \cdot 6\,250^4}{5{,}51 \cdot 10^{13}} = 18{,}0$ mm.

III. *Calculul săgeţii* f_{sd} (q^1_E)

23. $E'_b = 0{,}8 \cdot 27\,000 = 21\,600$ N/mm²;

24. Din tabelul 16, pentru $p_t = 3{,}78\%$ şi $v = 0$, se găseşte $\psi = 1$.

25. $n_e = \frac{210\,000}{1 \cdot 21\,600} = 9{,}72$.

26. Se repetă operaţiile 13 ... 21 cu $E'_b = 21\,600$ N/mm² şi $n_e = 9{,}72$;

13. $\alpha = \frac{9{,}72 \cdot 1{,}48}{100} = 0{,}144$;

14. I_{bt} se calculează cu tabelul 13 C.

15. Din tabelul 13 C, pentru $p\, n_e = 100\, \alpha = 14{,}4$, $\bar{h}_p = 0{,}195$ şi $\bar{b}_p = 2{,}40$, se găseşte $k = 1{,}09$.

16. $I_{bt} = 1{,}09 \frac{250 \cdot 514^3}{12} = 3{,}08 \cdot 10^9$ mm;

21. $(E\,I) = 21\,600 \cdot 3{,}08 \cdot 10^9 = 6{,}65 \cdot 10^{13}$ Nmm²;

28. $f_{sd}\ (q^E_1) = \frac{5}{384} \cdot \frac{20 \cdot 6\,250^4}{6{,}65 \cdot 10^{13}} = 6{,}0$ mm.

IV. *Verificarea la starea limită de deformaţie*

29. $\Delta f = 18{,}0 - 6{,}0 = 12{,}0$ mm;

30. $\Delta f\ adm. = \frac{6\,250}{500} = 12{,}5$ mm;

31. **$\Delta f = 12{,}0$ mm $<$ Δf adm. $= 12{,}5$ mm.**

8.

PREVEDERI DE ALCĂTUIRE PENTRU ELEMENTELE DE BETON ARMAT

8.1. ARMĂTURI. CLASIFICARE

8.1.1. Clasificarea armăturilor după rolul pe care îl îndeplinesc

Din punctul de vedere al rolului pe care îl îndeplinesc, armăturile elementelor structurale din beton armat sînt clasificate în STAS 10 107/0-90 (paragraful 1.2.1) în următoarele categorii:

a. *Armături de rezistență*, care sînt dimensionate pe bază de calcul, pentru preluarea unor eforturi, cu respectarea unor condiții de maximum și minimum referitoare la procentele de armare, diametrele barelor și distanțele între bare. Rezultă că și în situațiile în care armăturile sînt cantitativ dictate de condițiile de limitare inferioară a armării (procent minim de armare, diametre minime ale barelor, distanțe maxime între bare), deci se înscriu în așa numita „armare minimă constructivă", ele se mențin totuși în categoria armăturilor de rezistență.

b. *Armături de confinare* (etrieri, frete), care prin efectul lor de limitare a deformațiilor transversale ale zonelor comprimate de beton îndeplinesc rolul de a spori capacitatea de deformare post-elastică și rezistența acestora. Din mecanismul confinării, descris în subcapitolul 2.4, rezultă că gradul de confinare a betonului prin etrieri depinde nu numai de procentul de armare transversală, ci și de distanțele între etrieri în lungul elementului și de distanțele între ramurile de etrier în secțiunea transversală.

c. *Armături constructive*, a căror dimensionare nu rezultă în mod explicit dintr-un calcul de rezistență, dar sînt necesare pentru preluarea unor solicitări care nu pot fi cuantificate prin calculele curente, în vederea asigurării unei comportări corespunzătoare a elementelor sub aspectul rezistenței, regimului de fisurare și ductilității. Un exemplu îl constituie barele de repartiție ale plăcilor armate pe o singură direcție, care pe de o parte servesc pentru preluarea momentelor încovoietoare după direcția perpendiculară pe deschiderea de calcul (în special sub acțiunea încărcărilor locale neluate în considerare ca atare în calcul), iar pe de altă parte au și rolul de a îmbunătăți regimul de fisurare a plăcii după direcția respectivă din acțiunea contracției betonului.

d. *Armături de montaj*, cu rolul principal de a menține poziția celorlalte armături pînă la întărirea betonului.

Aceeași armătură poate îndeplini, simultan sau succesiv, mai multe din aceste funcții. Exemple:

— etrierii unei grinzi au atît rolul de armătură de rezistență, fiind dimensionați, din calculul la forță tăietoare, cît și pe cel de confinare a zonei comprimate, iar pînă la întărirea betonului servesc și ca armătură de montaj, susținînd barele longitudinale de la partea superioară a secțiunii;

— barele longitudinale de la partea superioară a unei grinzi prefabricate reprezintă armături de montaj pînă la întărirea betonului, apoi pot avea un rol de armătură de rezistență în timpul decofrării, transportului și montajului, iar în construcția terminată devin armături constructive.

Din cele arătate este important de reținut în concluzie că toate categoriile de armături au în anumite situații un rol de asigurare a rezistenței, rigidității sau ductilității, cele denumite armături de rezistență diferind de celelalte categorii numai prin aceea că dimensionarea lor rezultă în mod explicit din calculele de rezistență curente.

8.1.2. Clasificarea armăturilor după modul de asamblare

Pentru ansamblul armăturilor unui element de beton armat se folosesc denumirile:

— *carcasă*, în cazul elementelor liniare (grinzi, stilpi, arce, bulbii de la capetele diafragmelor), la care armăturile longitudinale și cele transversale formează un ansamblu cu caracter spațial;

— *plasă*, în cazul elementelor de suprafață (plăci, inimile diafragmelor, pereți de recipienți etc.)

După modul cum sînt asamblate, carcasele și plasele de armătură se clasifică în:

a. *plase sau carcase din bare montate individual* și legate la intersecții cu sîrmă, asamblarea făcîndu-se după posibilități fie sub forma de plase sau carcase preasamblate în atelier, fie direct la fața locului, pe (în) cofraj;

b. *plase sau carcase sudate*, executate pe cale industrială și la care legăturile între bare, la intersecții, se realizează cu suduri prin puncte.

Pe lîngă avantajele sub aspectul industrializării execuției (reducerea consumului de manoperă, viteza ridicată de execuție), carcasele și plasele sudate prezintă și avantajul unei ancorări mai bune a armăturii în beton, ceea ce pe de o parte permite utilizarea de sîrme de înaltă rezistență (STNB, STPB), iar pe de altă parte dă posibilitatea de a se întrerupe în cîmpurile elementelor încovoiate barele care nu mai sînt necesare din calcul (fig. 8.1).

Utilizarea eficientă a carcaselor și plaselor sudate produse industrial presupune asigurarea unui grad suficient de repetabilitate. Din acest considerent:

— La elementele prefabricate uzinate, se folosesc carcase și plase sudate executate direct la dimensiunile elementelor respective și confecționate de regulă în atelierele proprii ale fabricilor de prefabricate.

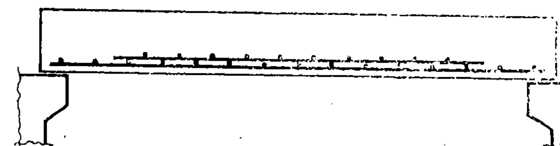


Fig. 8.1

— Pentru elementele monolite se utilizează carcase şi plase sudate produse in industrie pe baza unui sortiment tipizat. În acest domeniu, o apliaţie mai largă îşi găsesc plasele sudate pentru armarea elementelor de suprafaţă, care sînt mai uşor de folosit deoarece sortimentul lor nu este practic condiţionat de necesitatea unei tipizări a elementelor structurale respective. În România, plase sudate se produc de către Industria Sîrmei Buzău, după gama de tipuri, dată de Instrucţiunile tehnice [117] şi din care tipurile mai frecvent folosite denumite „de uz general", sînt arătate în tabelul 20 din anexa prezentului îndrumător.

8.2. GROSIMEA STRATULUI DE ACOPERIRE CU BETON A ARMĂTURILOR

8.2.1. În condiţiile obişnuite de mediu

În tabelul 8.1. este dată clasificarea elementelor structurale după gradul de expunere la acţiunea intemperiilor şi a umidităţii, în condiţii obişnuite de mediu, conform STAS 10.107/0—90, paragr. 6.1.2.

În funcţie de încadrarea în categoriile I—IV din tabelul 8.1, în tabelul 8.2. sînt date pentru elemente din betoane de clasă ⩾ Bc 20 grosimile minime admise pentru stratul de acoperire cu beton a armăturilor, conform STAS 10.107/0—90, paragraf 6.1.3. În cazul elementelor din Bc 10 sau Bc 15, valorile minime date în tabel se sporesc cu 5 mm. Totodată, în toate cazurile grosimea acoperirii cu beton a armăturilor longitudinale va fi de cel puţin 1,2*d* (*d* — diametrul armăturilor).

Tabelul 8.1

Categoria	Definire
I	Elemente situate în spaţii închise (feţele spre interior ale elementelor structurale din clădiri civile, inclusiv cele din grupurile sanitare şi bucătăriile apartamentelor de locuit şi din hale industriale închise, cu umidităţi relative interioare ⩽ 75%). Elemente în contact cu exteriorul, dacă sînt protejate prin tencuire sau printr-un alt strat de protecţie echivalent.
II	Elemente situate în aer liber, neprotejate, cu excepţia celor expuse la îngheţ şi dezgheţ în stare umezită. Elemente aflate în spaţii închise cu umiditate relativă interioară peste 75%; hale industriale cu umiditate superioară acestei limite, acoperişurile rezervoarelor şi bazinelor, grupurile sanitare şi bucătăriile din construcţiile de utilizare publică, subsolurile neincălzite ale clădirilor etc.
III	Elemente situate în aer liber, expuse la îngheţ şi dezgheţ în stare umezită. Elemente situate în spaţii închise în halele industriale cu condens tehnologic (hale cu degajări de aburi etc.). Feţele elementelor în contact cu apa sau cu alte lichide fără agresivitate chimică (exemple: pereţii şi fundul rezervoarelor, bazinelor şi cuvelor castelelor de apă. Feţele în contact cu pămîntul ale elementelor prefabricate şi ale celor monolite turnate în cofraj (grinzi, stîlpi, pereţi etc.) sau pe beton de egalizare.
IV	Feţele în contact cu pămîntul ale elementelor din beton armat monolit turnate direct în săpături (fundaţii, ziduri de sprijin etc).

Tabelul 8.2

Armături	Tipul de element	Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton, în mm, pentru elemente din betoane de clasă ⩾ Bc 20, din categoriile (conform tab. 8.1.):					
		I		II		III	IV
		monolite sau preturnate pe şantier	prefabricate uzinate	monolite sau preturnate pe şantier	prefabricate uzinate		
longitudinale	Plăci plane şi curbe Nervuri dese cu lăţime ⩽ 150 mm ale planşeelor	10	10	15	15	20	—
	Pereţi	15 (30)	10	20 (30)	15	30	45
	Grinzi, stîlpi, bulbii diafragmelor (pereţilor structurali)	25	20	30	25	35	—
	Fundaţii Fundurile rezervoarelor şi ale cuvelor castelelor de apă	—	—	—	—	35	45
transversale	Etrieri Bare transversale ale carcaselor sudate	15	10	15	15	20	25

Observaţii şi precizări la tabelul 8.2.

a. Valorile din paranteze sînt date pentru grosimea acoperirii cu beton a armăturilor de rezistenţă la pereţii turnaţi în cofraj glisant.

b. La elementele structurale (grinzi, stîlpi etc.) din categoriile I şi II care au la bază o porţiune pe care devin subterane, intrînd în categoria III, se poate menţine şi pe această porţiune aceeaşi grosime a stratului de acoperire cu beton ca şi în partea supraterană, realizînd diferenţa de grosime a stratului de acoperire necesară în partea subterană prin tencuire, cu mortar de ciment de marcă ⩾ M 100.

c. La panourile mari prefabricate de faţadă, grosimea acoperirii cu beton depinde de natura finisajelor şi a termoizolaţiilor. Precizări în acest sens se dau în prescripţiile pentru proiectarea clădirilor din panouri mari şi în proiectele tip de astfel de clădiri.

d. Pentru elementele din categoria IV, grosimile sporite cerute pentru stratul de acoperire cu beton au în vedere şi neplaneităţile inevitabile ale suprafeţei de contact dintre elementul de beton armat şi pămînt. Valorile date în tabel se referă şi la cazul cînd elementele respective sînt în contact cu apa subterană, dacă aceasta nu prezintă agresivitate chimică.

e. La elementele din categoria III care se află în contact direct cu lichide, dacă la fața de contact cu lichidul sînt protejate prin tencuire sau prin placare cu faianță, se poate reduce grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton, adoptîndu-se valorile date în tabel pentru elementele din categoria II.

f. La elementele din categoria II, grosimile minime ale acoperirii cu beton date în tabel se sporesc cu 5 mm dacă sînt realizate din beton cu agregate ușoare.

g. Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor longitudinale va fi de regulă multiplu de 5 mm, obținută prin rotunjirea în plus sau cu cel mult 2 mm în minus a valorii determinate pe baza prevederilor de mai sus.

h. La plăci și la pereți, grosimile minime ale stratului de acoperire cu beton date în tabelul 8.2 și condiția $\geq 1{,}2\ d$, precum și prevederea de la pct. *g* se raportează la armăturile de pe primul rînd.

8.2.2. În zona de influență a salinității maritime de pe litoralul Mării Negre

Măsurile speciale pentru proiectarea și execuția structurilor din beton armat în zona litoralului Mării Negre sînt prevăzute în normativul [109], anexa VII-3, în funcție de regimul de expunere a elementelor structurale la agresivitatea apei sau a atmosferei și de gradul de agresivitate al acestora.

Regimurile de expunere la agresivitatea apei de mare pentru elementele situate în contact direct cu apa sînt clasificate în:

— normal (N): beton aflat permanent sub nivelul apei;

— moderat (M): betonul de deasupra zonei de variație a nivelului apei (pe o înălțime a elementului de circa 2 m, respectiv între cotele + 3,00 și + 5,00 m deasupra nivelului mării);

Pentru *regimurile de expunere la salinitatea atmosferică*, se dă o clasificare în aceleași trei categorii, ale căror definiri nu sînt încă perfect coordonate cu cele din STAS 10.107/0—90, dar care pot fi în mod satisfăcător asimilate cu categoriile I, II și III din tabelul 8.1 din prezentul îndrumător. De aceea, în cele ce urmează prevederile referitoare la grosimile minime ale acoperirii cu beton a armăturilor sînt date pornind de la cele din normativul [109], dar urmărindu-se o corelare a lor cu STAS 10.107/0-90, respectiv cu tabelul 8.2.

Tabelul 8.3

a. Elemente expuse la agresivitatea apei de mare

Gradul de agresivitate a apei		Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor (mm)	
		fără folosirea de inhibitori	cu folosirea de inhibitori
slabă		40	cf. tabelului 8.2
intensă	piloți prefabricați	40	cf. tabelului 8.2
	alte elemente	70	50

b. Elemente expuse la agresivitatea atmosferică

Regim de expunere	Categoria corespunzătoare din tab. 8.2	Gradul de agresivitate al atmosferei	Sporuri la grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor față de valorile din tabelul 8.2, în mm, pentru elemente de beton armat:	
			monolite sau preturnate pe șantier	prefabricate uzinate
normal	I	oricare	0.	0.
moderat	II	slabă	5	10
		intensă	10	10
sever	III	slabă	10	10
		intensă	15	10

8.2.3. În medii cu agresivitate chimică

În tabelul 8.4 se prezintă principalele gaze cu acțiune agresivă asupra betonului și în continuare principalii agenți corozivi intîlniți sub formă de pulberi

Tabelul 8.4

Denumirea gazului	Formula chimică	Concentrație (mg gaz/mc aer)		
Bioxid de sulf	SO_2	<0,10	0,10 – 5,0	5,1 – 50
Hidrogen sulfurat	H_2S	<0,01	0,01 – 0,5	0,51 – 5
Acid fluorhidric	HF	<0,02	0,02 – 0,5	0,51 – 5
Clor	Cl_2	<0,05	0,05 – 0,5	0,51 – 2
Acid clorhidric	HCl	<0,05	0,05 – 1,0	1,1 – 10
Amoniac	NH_3	<0,10	0,10 – 5,0	5,1 – 50
Oxid de azot	NO, NO_2	<0,05	0,05 – 1,0	1,1 – 10
Grupa de concentrație a gazelor agresive		A	B	C

Pulberi agresive (săruri pulverulente solubile și higroscopice); Na_2SO_4, K_2SO_4, $CdSO_4$, $ZnSO_4$, $CaSO_4$, NaCl, KCl, Na_2CO_3 $(NH_4)_2SO_4$; NH_4Cl; $(NH_4)_2HPO_4$, NH_4NO_3 $NaNO_3$, KNO_3, $(NH_4)_2CO_3$; $CO(NH_2)$, NPK, $CaCl_2$ $ZnCl_2$, $Zn(NO_3)_2$ etc.

În tabelul 8.5 sînt date definirile claselor de agresivitate a mediilor în funcție de prezența gazelor din grupele A, B, C și a pulberilor agresive, pentru temperaturi pînă la 50°. La temperaturi între 50° și 80°, clasa de agresivitate a mediului se majorează cu o treaptă. De asemenea, se majorează cu o treaptă clasa de agresivitate dacă pe suprafața elementului structural este posibilă formarea condensului.

Tabelul 8.5

Clasa de agresivitate a mediului	Umiditatea relativă a aerului (%)	Caracteristicile gazelor agresive
I. Foarte slabă	61...75	fără gaze agresive *
	≤60	gaze agresive grupa A
II. Slabă	intemperii și umiditate predominantă peste 75%	fără gaze agresive *
	61...75	gaze agresive grupa A
	≤60	gaze agresive grupa B
III. Medie	>75	gaze agresive grupa A
	61...75	gaze agresive grupa B
	≤60	gaze agresive grupa C
IV. Puternică	>75	gaze agresive grupa B
	61...75	gaze agresive grupa C pulberi agresive

* Se aplică tabelul 8.2 (condiții normale de mediu).

În tabelul 8.6 sînt date valorile corespunzătoare pentru grosimea minimă de acoperire cu beton a armăturii. Pentru fiecare categorie de elemente structurale se aplică cea mai mare dintre valorile date în tabelele 8.2 și 8.6.

Tabelul 8.6

Clase de agresivitate a mediului	Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor (mm) pentru:				
	plăci plane și curbe	pereți	grinzi: armături de rezistență	grinzi: armături constructive	stîlpi, bulbii diafragmelor
foarte slabă	15	20 (30)	30	conform tab. 8.2	30
slabă	15	20 (30)	30		35
medie	20	30	35	conform tab. 8.2 dar ≥ 25	40
puternică	20	35	40		45

Ca și în tabelul 8.2., valorile din paranteze sînt date pentru cazul pereților turnați în cofraj glisant.

8.3. ANCORAREA ARMATURILOR

8.3.1. Armături longitudinale din bare laminate la cald (OB 37, PC 52, PC 60)

Lungimea de ancorare necesară la capătul unei bare de armătură, dincolo de secțiunea în care este solicitată maximal, se calculează cu expresia:

$$l_a = \lambda_a d \qquad (8.1)$$

în care d este diametrul armăturii:

$$\lambda_a = n_{anc} \frac{R_a}{R_t} + \lambda_{a0} \qquad (8.2)$$

Valorile coeficienților n_{anc} și λ_{a0} sînt date în tabelul 8.7.

Tabelul 8.7

Condiții de aderență și de solicitare	Aderență bună, condiții normale de solicitare		Condiții defavorabile de solicitare sau aderență		λ_{a0}
Armături solicitate la:	Valorile n_{anc} pentru oțel: PC 60, PC 52	OB 37	PC 60, PC 52	OB 37	
întindere	0,05	0,08	0,07	0,12	12
compresiune	0,03	0,05	0,04	0,07	10

În cazurile cînd se cumulează condiții defavorabile de aderență cu condiții defavorabile de solicitare, valorile din tabelul 8.7 se majorează cu 20%.

Se consideră ca avînd condiții defavorabile de solicitare:

— armăturile elementelor participante la structuri antiseismice, în construcții proiectate pentru zonele seismice de calcul A...E în zonele plastice potențiale;

— armăturile elementelor solicitate la încovoiere de forțe concentrate importante situate la distanțe mai mici decît 40 d față de marginea interioară a celui mai apropiat reazem:

— armăturile elementelor calculate la oboseală.

Se consideră ca avînd condiții defavorabile de aderență:

— armăturile avînd o poziție orizontală sau cu o înclinare sub 45° față de orizontală în timpul turnării, în elemente cu înălțimea secțiunii h ≥ 300 mm și situate în jumătatea superioară a elementului;

— armăturile orizontale din elementele structurale verticale avînd înălțime mare și grosime ≤ 300 mm (pereți structurali, pereți de rezervoare și silozuri etc.);

— alte armături, în cazuri deosebite (pe bază de justificare), la care condițiile de armare, condițiile tehnologice de turnare a betonului sau alte cauze

pot influența în sens defavorabil realizarea unei bune aderențe în zona de ancorare (de exemplu, la pereții executați în cofraje glisante).

Pentru armăturile solicitate la întindere ale elementelor din beton armat obișnuit, în cazurile curente, se pot utiliza în expresia (8.1) pentru λ_a direct valorile date în tabelul 8.8.

Tabelul 8.8

Oțel	Clasa betonului	Valorile λ pentru: Aderență bună, condiții normale de solicitare	Condiții defavorabile de aderență sau de solicitare	Condiții defavorabile de aderență cumulate cu condiții defavorabile de solicitare
PC 60	Bc 15	35	45	55
	Bc 20, Bc 25	30	40	50
PC 52	Bc 10, Bc 15	35	45	55
	Bc 20, Bc 25	30	40	50
OB 37	Bc 10, Bc 15	40	50	60
	Bc 20, Bc 25	35	45	55

La elementele din beton cu agregate ușoare, în cazul utilizării la armăturile de rezistență a oțelului OB 37, lungimile de ancoraj determinate cu formula (8.1) sau cu tabelul 8.8 se majorează cu 50%.

Observație. Formula (8.2) este stabilită considerînd că bara de armătură este dimensionată pe bază de calcul, cu rezistența de calcul R_a. Dacă armătura rezultă dintr-o dimensionare constructivă, astfel încît sub încărcările de calcul este solicitată la un efort unitar $\sigma_a < R_a$, se poate reduce în consecință lungimea de ancoraj, înlocuind în (8.2) R_a cu $\sigma_a \geqslant 0{,}5\ R_a$. La elementele participante la structuri antiseismice se introduce σ_a determinat pentru starea de solicitare asociată mecanismului de cedare (nu pentru încărcările seismice de cod).

Necesitatea prevederii de cîrlige la capetele barelor de armătură, alcătuirea lor și modul cum se iau în considerare la determinarea lungimii de ancoraj l_a se stabilesc conform tabelului 8.9.

Tabelul 8.9

Tipul de armătură	de rezistență: OB 37	de rezistență: PC 52, PC 60	constructivă sau de montaj
Prevederea de cîrlige la capete	Da, pentru barele solicitate la întindere	Neobligatorie	Nu
Forma cîrligelor	3d; d; R≥1,25d; ≥2,5d; ≥1,25d; Secțiunea pînă la care se măsoară lungimea de ancorare fără eclise	7d; d; Secțiunea pînă la care se măsoară lungimea de ancorare fără eclise	
	Lungimea desfășurată a cîrligelor nu se include în l_a calculată cu formula (8.1)		

Pentru armăturile tiranților și în general în situațiile cînd efortul de întindere din armături se transmite în cea mai mare parte la extremitățile elementului (exemplu: la grinzile-pereți), se recomandă ca ancorarea să se realizeze prin bucle de diametru mărit, iar dacă dimensiunile elementelor nu permit realizarea de astfel de bucle, se vor prevedea ancoraje cu bare transversale sudate de cele longitudinale la (fig. 8.2).

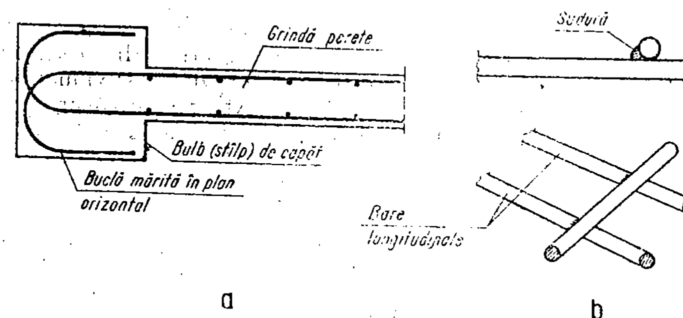


Fig. 8.2

8.3.2. Plase sudate

Lungimea de ancorare a plaselor sudate din sîrmă trasă netedă (STNB) se stabilește considerînd că ancorarea se realizează numai prin efectul de împănare a barelor transversale în beton.

Forța care poate fi transmisă de la armături la beton la fiecare nod al plasei (fig. 8.3) se determină cu expresia:

$$F_{cap} = 15\ d_t l_t R_t \tag{8.3}$$

în care d_t este diametrul barelor transversale și l_t — distanța între axele armăturilor longitudinale (pentru care se calculează lungimea de ancorare), dar nu mai mult ca 30 d_t.

Forța transmisă la un nod este (fig. 8.3):

$$F = \frac{\Delta M_{max}}{z} \tag{8.4}$$

unde ΔM_{max} — diferența maximă între momentele încovoietoare din două noduri consecutive și z — brațul de pîrghie al eforturilor interioare.

Condiția de asigurare a ancorării barei este: $n_l F_{cap} \geqslant F$ (n_l este numărul de bare longitudinale pe lățimea de placă pe care s-a calculat momentul încovoietor). Din această condiție rezultă numărul de bare transversale (noduri) necesar

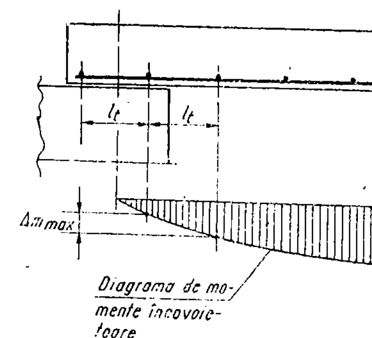


Fig. 8.3

dincolo de reazemul teoretic. Dacă o plasă se oprește înainte de reazem, diagrama de momente față de care se face calculul este cea corectată conform paragrafului 8.6.4.

Plasele sudate se execută fără cîrlige la capete. Detalii cu privire la ancorarea la capete a plaselor sudate sînt date în Instrucțiunile Tehnice [117].

8.3.3. Armături transversale

Pentru *etrieri și agrafe*, ancorajul se realizează prin cîrlige ca în fig. 8.4, *a* îndoite la 135° sau la 180° în cazul etrierilor din OB 37 și numai la 135° în cazul celor din PC 52 sau PC 60. Porțiunile curbe ale cîrligelor se continuă prin porțiuni rectilinii de lungime egală cu cel puțin 5 *d* (*d* — diametrul etrierului) și cel puțin 50 mm.

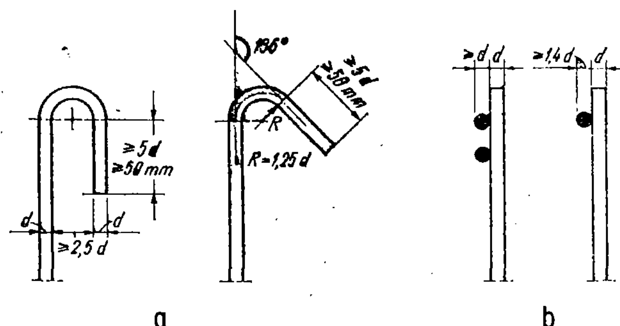


Fig. 8.4

Barele transversale ale carcaselor sudate se ancorează prin sudarea de bare longitudinale ca în fig. 8.4 *b*. Ancorajul se consideră realizat dacă pe porțiunea de ancorare bara transversală de diametru *d* este sudată pe:

— două bare longitudinale de diametru cel puțin egal cu cel al barei transversale;

— o bară longitudinală, de diametru cel puțin egal cu 1,4 *d*.

8.4. ÎNĂDIREA ARMĂTURILOR

8.4.1. Pozițiile înnădirilor

Înnădirile se vor amplasa de regulă în zonele de efort minim în armături. În fig. 8.5 este arătat exemplul unei grinzi continue, neparticipante la o structură antiseismică și cu încărcare utilă mare în raport cu încărcarea permanentă, la care pot apărea și momente negative în cîmpuri. În figură sînt reprezentate diagramele înfășurătoare ale momentelor maxime pozitive și negative și pozițiile optime pentru înnădirile armăturilor longitudinale corespunzătoare.

La elementele verticale (stîlpi, diafragme) se admite înnădirea deasupra nivelului fiecărui planșeu. Dacă elementele respective sînt participante la o

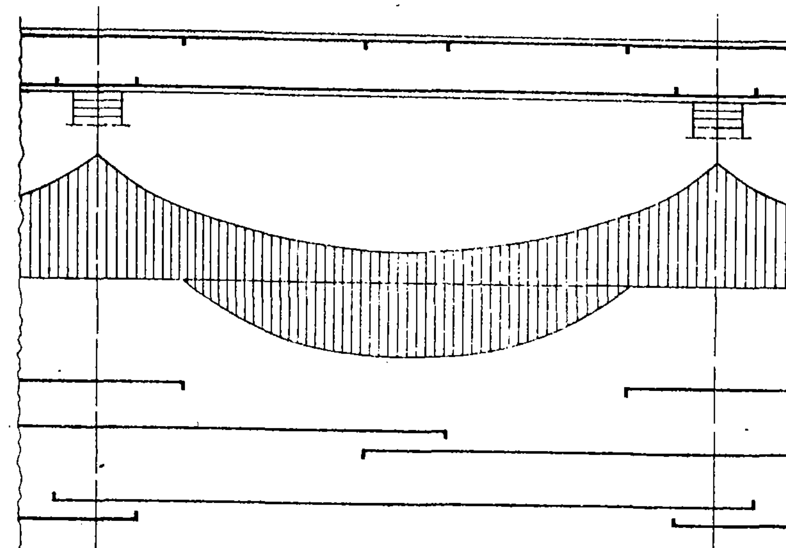
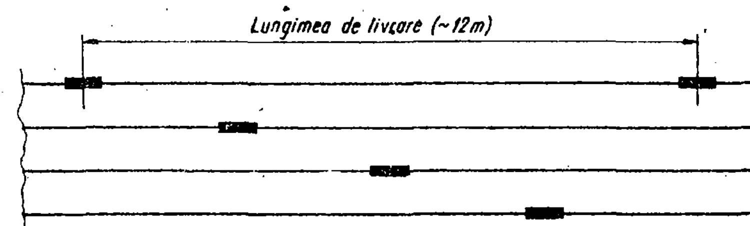


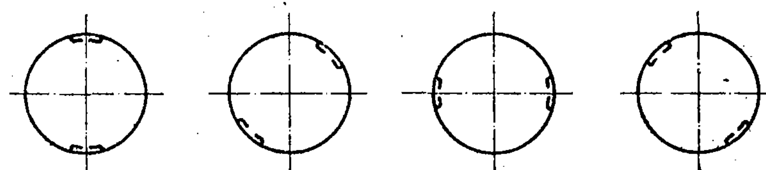
Fig. 8.5

structură antiseismică, se va ține seama de prevederile speciale de la paragr. 8.4.2. referitoare la înnădiri amplasare în zone plastice potențiale.

În cazul elementelor solicitate la întindere centrică sau cu excentricitate mică (tiranți, armături inelare ale pereților recipienților cilindrici sau tronconici), la care efortul de întindere este practic constant pe toată lungimea armăturilor, pozițiile înnădirilor se vor decala astfel ca în aceeași secțiune raportul între aria secțiunilor armăturilor înnădite și aria secțiunilor totalității armăturilor să fie ⩽ 0,25 pentru armăturile din OB 37 și ⩽ 0,50 pentru cele din PC 60 sau PC 52 (fig. 8.6.).



a. *Decalarea înnădirilor prin sudură ale armăturilor unui tirant*



b. *Decalarea înnădirilor la armăturile inelare ale unui perete cilindric de rezervor*

Fig. 8.6

8.4.2. Alegerea sistemului de înnădire

De regulă, înnădirea armăturilor se realizează prin suprapunere fără sudură sau prin sudare.

Înnădirea prin sudură este obligatorie pentru barele cu diametre ⩾ 32 mm şi este recomandată şi pentru bare ∅ 25 şi ∅ 28 mm. Nu se înnădesc prin sudură bare cu diametre sub 10 mm.

În zonele plastice potenţiale participante la structuri antiseismice, se va evita înnădirea armăturilor. În situaţiile cînd nu poate fi evitată, se vor realiza prin sudură înnădirile tuturor barelor cu diametre ⩾ 16 mm. În cazul elementelor portante verticale ale clădirilor etajate (stîlpi, diafragme), această prevedere este obligatorie numai la nivelul de la baza construcţiei, adică la faţa superioară a fundaţiilor sau, în cazul stîlpilor rezemaţi pe pereţii structurali ai subsolului, la încastrarea stîlpilor în aceşti pereţi. La clădirile civile cu înălţimi obişnuite de etaje (⩽ 3 m), în secţiunile de la baza construcţiei se pot evita înnădirile armăturilor din stîlpi şi diafragme prin prelungirea mustăţilor din fundaţii, respectiv din pereţii subsolului, neînnădite pînă deasupra nivelului următor.

Barele longitudinale ale elementelor solicitate la întindere centrică sau cu excentricitate mică (tiranţi, tălpile întinse ale fermelor etc.) se înnădesc de regulă prin sudură. Se admite prin excepţie ca la armăturile inelare ale pereţilor cilindrici, sau tronconici ai rezervoarelor, silozurilor etc. înnădirea să se facă prin suprapunere, cu următoarele condiţii:

— armăturile să fie din bare cu profil periodic (PC 52, PC 60);

— diametrele barelor să fie ⩽ 20 mm;

— lungimile de suprapunere l_s să fie ⩾ 1,5 l_a (la pereţi de silozuri $l_s \geqslant 2l_a$ şi $l_s \geqslant 60$ d + 200 mm);

— secţiunile de înnădire să fie decalate astfel ca în aceeaşi secţiune să nu fie înnădite mai mult decît 25% din bare (condiţie mai severă decît cea generală de la paragr. 8.4.1).

Nu se admite folosirea sudurii la înnădirile armăturilor din oţeluri ale căror calităţi fizico-mecanice au fost îmbunătăţite pe cale mecanică (sîrmă trasă). Interdicţia nu se referă şi la sudurile prin puncte de la nodurile plaselor sudate executate industrial.

8.4.3. Înnădiri prin suprapunere

Pentru *armăturile din bare laminate la cald*, lungimea de suprapunere necesară se determină cu expresia:

$$l_s = k_s l_a \qquad (8.5)$$

în care l_a se determină conform relaţiei (8.1); $k_s = 1 + 0,5\ r_i$ pentru înnădiri în zone întinse; $k_s = 1 + 0,25\ r_i$ pentru înnădiri în zone comprimate; r_i — raportul între aria secţiunilor armăturilor înnădite în secţiunea (i) şi aria secţiunilor tuturor armăturilor din aceeaşi secţiune.

La armăturile întinse ale elementelor solicitate la încovoiere sau la compresiune (întindere) excentrică cu excentricitate mare, cu excepţia riglelor şi stîlpilor cadrelor participante la structuri antiseismice, — dacă pe lungimea înnădirii prin suprapunere efortul în armătură scade astfel ca la unul din capete să devină $\sigma_a \leqslant 0,25\ R_a$, se admite ca în formula (8.5) să se ia $k_s = 1$. În locul raportului σ_a / R_a se poate considera în mod simplificat raportul între momentele încovoietoare din secţiunile respective.

Pentru armăturile înnădite în zonele care sub orice grupare de încărcări rămîn solicitate la compresiune, lungimea de înnădire va fi: 30 *d* în cazul betoanelor de clasă < Bc 25 şi 20 *d* în cazul celor de clasă ⩾ Bc 25.

Pentru *plase sudate din STNB*, lungimea l_s de suprapunere, după direcţia armăturilor de rezistenţă, măsurată între axele barelor transversale extreme ale celor două plase care se înnădesc (fig. 8.7), va avea cel puţin valorile:

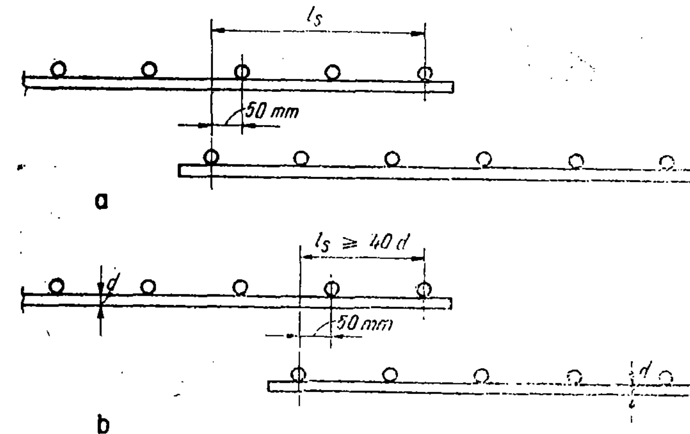


Fig. 8.7

— la *plăci*: lungimea a două ochiuri plus 50 mm (fig. 8.7, *a*) dacă efortul unitar în armătură sub încărcările de calcul este $0,5\ R_a < \sigma_a \leqslant R_a$, respectiv lungimea unui singur ochi plus 50 mm, dar cel puţin 40 *d* (fig. 8.7, *b*) dacă $\sigma_a \leqslant 0,5\ R_a$ (*d* — diametrul barelor care se înnădesc) [117];

— la *armăturile de pe inimile diafragmelor*: lungimea unui ochi plus 50 mm şi cel puţin 40 *d* la barele orizontale, respectiv lungimea unui ochi plus 50 mm dar cel puţin 300 mm şi cel puţin 60 *d* la barele verticale [118].

La elementele din beton armat la care dimensiunile secţiunii de beton nu permit să se asigure între barele care se înnădesc un spaţiu cu grosime ⩾ 1,2 *d* şi cel puţin 25 mm, se permite ca barele să fie juxtapuse fără interspaţiu şi legate între ele cu sîrmă pe lungimea înnădirii.

8.4.4. Înădiri prin sudură

De regulă, cordoanele de sudură se dispun simetric faţă de bara de armătura care se înnădeşte, pentru a se asigura transmiterea centrică a efortului prin înnădire. Cordoane dispuse asimetric sînt permise numai la elementele ale căror alcătuire şi armare transversală permite preluarea solicitărilor suplimentare locale generate de transmiterea excentrică a efortului. În cele ce urmează, sînt date detaliile necesare numai pentru înnădirile cu suduri dispuse simetric. Pentru cazurile speciale cînd se utilizează suduri dispuse asimetric, detaliile corespunzătoare sînt date în Instrucţiunile tehnice [108].

a. *Suduri manuale cu arc electric prin suprapunere sau cu eclise (fig. 8.8)*. Înnădirea se poate realiza în două variante:

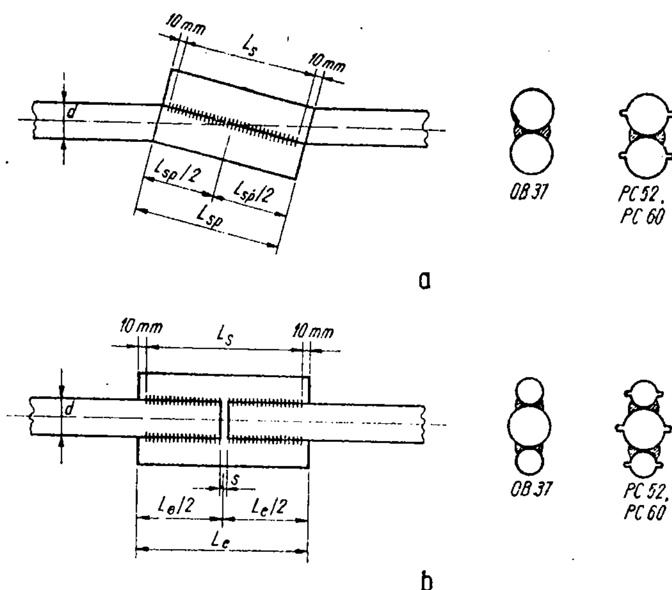


Fig. 8.8

1. prin suprapunere, fără eclise, în care caz pe porțiunea suprapunerii cele două bare care se înnădesc se îndoaie ca în fig. 8.8, *a*, astfel cu poziția cordoanelor de sudură să rezulte simetrică în raport cu axul barelor;

2. cu două eclise, dispuse simetric față de axul barelor, ca în fig. 8.8, *b* și ale căror secțiuni însumate trebuie să fie cel puțin egale cu secțiunea barelor pe care le înnădesc.

În ambele cazuri, pentru a se asigura transmiterea centrică a efortului prin înnădire, cordoanele de sudură se prevăd pe ambele fețe (două cordoane în varianta *1* și patru în varianta *2*).

Caracteristicile geometrice ale înnădirilor sînt date în tabelul 8.10.

Tabelul 8.10

Tipul de oțel		OB 37	PC 52, PC 60
Lungimea sudurii (L_s)		4 *d*	5 *d*
Grosimea sudurii (*a*)		0,34 *d*	0,34 *d*
Înnădire prin suprapunere, cu cordoane de sudură pe ambele fețe (fig. 8.8,*a*)	Lungimea de suprapunere (L_{sp})	4 *d* +20 mm	5 *d* + 20 mm
Înnădire cu două eclise, cu cordoane de sudură pe ambele fețe (fig. 8.8, *b*)	Lungimea ecliselor (L_e)	4 *d* + 20 mm	5 *d* + 20 mm
	Rostul dintre capetele barelor	1 ... 2 mm	1 ... 2 mm

În situațiile cînd electrodul nu are acces decît la o singură față a barelor de armătură se poate utiliza și sistemul cu eclisă din oțel cornier, ca în fig. 8.9. Sistemul permite o înnădire fără excentricități în transmiterea eforturilor, cu condiția ca secțiunea eclisei să fie suficient de mare ca să permită realizarea unei suduri coaxiale cu barele în secțiune transversală. Din acest motiv, soluția prezintă inconvenientul că eclisele ocupă mai mult loc în lățime și de aceasta trebuie să se țină seama la dimensionarea lățimii secțiunii de beton a elementului și a numărului de bare care se pot înnădi. Lungimea L_s a cordoanelor de sudură trebuie să fie dublă față de cea dată în tab. 8.9 (8 *d* pentru OB 37 și 10 *d* pentru PC 52 și PC 60).

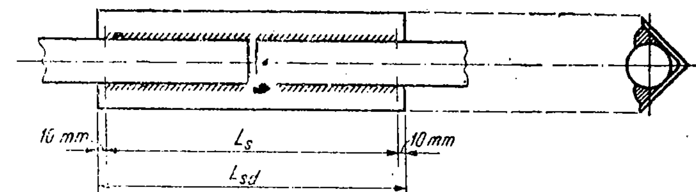


Fig. 8.9

b. *Suduri manuale în cochilie în baie de zgură.* Sistemul constă dintr-o sudare cap la cap a barelor, cu arcul electric, într-o baie de zgură avînd drept suport o cochilie metalică. În fig. 8.10 sînt arătate caracteristicile geometrice ale unei suduri în cochilie și modul de prelucrare prealabilă a capetelor barelor în cazul cînd sînt orizontale (fig. 8.10, *a*) sau verticale (fig. 8.10, *b*). În fig. 8.10, *c* este reprezentată o secțiune transversală prin cochilie, valabilă în ambele cazuri.

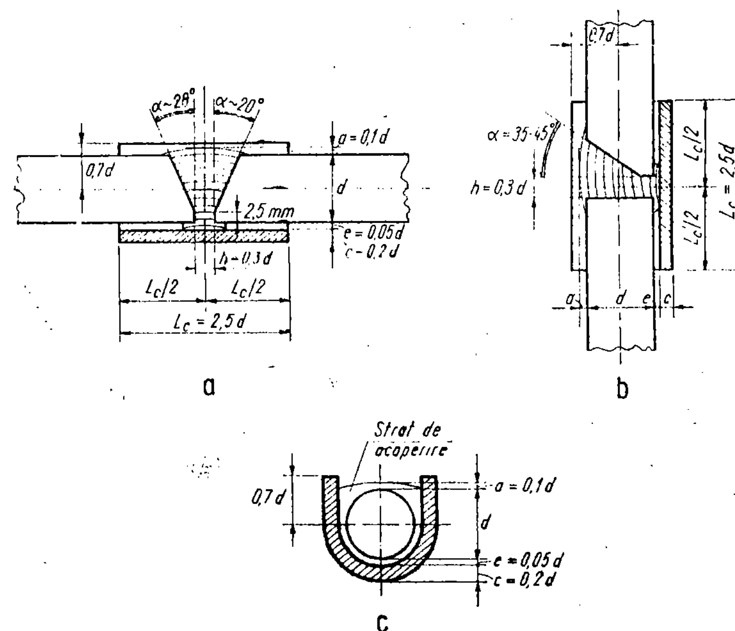


Fig. 8.10

În tabelul 8.11 sînt calculate caracteristicile geometrice ale înnădirii pentru bare cu diametre între 25 şi 40 mm.

Tabelul 8.11

Dimensiile înnădirii	Formula	Valori (mm) pentru bare cu diametrele (mm):				
		25	28	32	36	40
Lungimea cochiliei	$L_c = 2{,}5\,d$	65	70	80	90	100
Lăţimea desfăşurată a cochiliei	$L_a = 3{,}3\,d$	90	100	115	130	145
Grosimea cochiliei	$c = 0{,}2\,d$	6	7	8	9	10
Jocul cochiliei	$e = 0{,}05\,d$	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0
Rostul între bare	$h = 0{,}3\,d$	6	9	10	11	12
Unghiul rostului	α	35°...45°				
Grosimea stratului de acoperire	$a = 0{,}1\,d$	2	3	3	4	5

Soluţia este indicată pentru înnădiri atît în interiorul elementelor de beton armat cît şi la îmbinări de elemente prefabricate, în special în situaţiile cînd accesul electrodului la sudarea armăturii nu este posibil decît dintr-o singură parte, astfel că în sistemele din fig. 8.9 ar rezulta posibilă numai o înnădire asimetrică. De asemenea, datorită avantajului că prezintă un gabarit redus al înnădirii, este de recomandat în cazurile cînd spaţiul disponibil este limitat.

Se utilizează la bare cu diametre $\geq$ 25 mm. Se pot înnădi cu acest sistem bare de diametre diferite sau din oţel beton de calităţi diferite, precum şi armăturile elementelor solicitate la oboseală.

În Instrucţiunile tehnice [108] este dată şi o altă variantă de sudare în cochilie în baie de zgură şi anume cu cusături longitudinale.

8.4.5. Înnădiri prin bucle (inele)

Principiul înnădirilor prin bucle (inele), folosite la îmbinările prin monolitizare ale elementelor prefabricate, constă (fig. 8.11) în suprapunerea unor mustăţi în formă de bucle semicirculare lăsate din cele două elemente şi care, solicitate la întindere, exercită asupra betonului din interiorul lor presiuni radiale. Se creează astfel un sîmbure de beton comprimat, capabil să asigure transmiterea eforturilor de la o buclă la cealaltă. Buclele trebuie dimensionate astfel ca presiunile radiale să poată fi preluate de sîmburele de beton. De asemenea, la proiectarea îmbinării este necesar să se ţină seama că eforturile de de întindere care iau naştere perpendicular pe planul buclei şi tind să dizloce acoperirea ei cu beton trebuie să fie preluate prin armături transversale (vezi în acest sens paragr. 5.8.4.c).

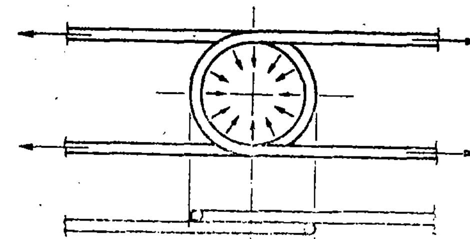


Fig. 8.11

8.4.6. STAS 10.107/0-90 permite (paragr. 6.3.4) şi aplicarea altor sisteme de înnădire a armăturilor, cum ar fi cele prin dispozitive mecanice, cu condiţia unui fundamentări teoretico-experimentale omologate.

8.4.7. La verificarea prin calcul a sudurilor de la îmbinările elementelor prefabricate, participante la structuri antiseismice, efortul de calcul se majorează cu coeficientul 1,5, în conformitate cu prevederile normativului [119], paragraf. 4.2.7, tabelul 7.

8.5. PREVEDERI SUPLIMENTARE PENTRU STÎLPI

8.5.1. Clase de stîlpi

Cerinţele privitoare la armarea stîlpilor se diferenţiază în funcţie de clasificarea stîlpilor pe baza necesităţilor de ductilitate, în clasele A, B şi C definite în tabelul 8.12.

Tabelul 8.12

Gradul de participare a stîlpilor la solicitările din acţiuni seismice		Clasa de stîlpi, pentru zona seismică de calcul:	
		A...E	F
participanţi la structuri antiseismice	Stîlpi în care pot interveni zone plastice din acţiuni seismice	A	B
	Stîlpi proiectaţi pentru a rămîne în domeniul elastic sub acţiuni seismice	B	B
	Stîlpi care sub acţiuni seismice rămîn în domeniul elastic datorită faptului că din aceste acţiuni le revin solicitări reduse		C
nedparticipanţi la structuri antiseismice		C	

Prevederile din acest paragraf se referă la stîlpii cu eforturi axiale semnificative ($n = N/bhR_c \geq 0{,}05$). Nu se includ elemente structurale cum sînt suporţii de linii electice aeriene sau altele similare, la care efortul axial este

neînsemnat în raport cu momentele încovoietoare şi care, în consecinţă, atît în calcul cît şi în ceea ce priveşte detaliile de armare, se asimilează cu elementele solicitate la încovoiere.

8.5.2. Secţiunea de beton

Dimensiile laturilor secţiunii, la stîlpii cu secţiune dreptunghiulară sau de alte forme ortogonale (L, T, cruce, ca în fig. 8.12, *b,c,d*) vor fi multiplu de 50 mm.

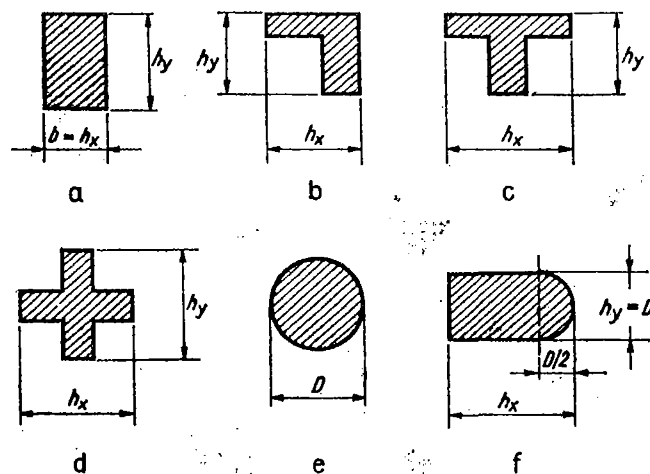
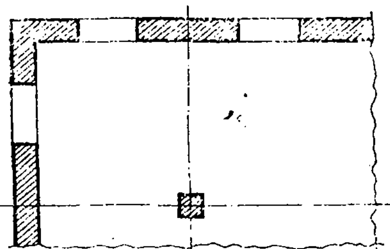


Fig. 8.12

Dimensii minime: 250 mm pentru stîlpii monoliţi sau prefabricaţi (la cei rotunzi $D \geqslant 250$ mm). Se admite prin excepţie 200 mm pentru cei prefabricaţi supuşi la solicitări reduse.

Raportul între laturile secţiunii va fi de regulă $h/b \leqslant 2{,}5$. La stîlpii cu secţiune în formă de L, T, cruce etc. această limitare se referă la raportul între laturile mari de pe cele două direcţii (h_x/h_y din fig. 8.12, *b,c,d*).


Fig. 8.13

Fac excepţie stîlpii halelor industriale cu poduri rulante care au portale de frînare şi ai altor construcţii la care după una din direcţii sînt prevăzute pe liniile stîlpilor elemente rigide de contravîntuire, în care caz rezultă valori mai mari pentru raportul h/b. De asemenea, fac excepţie montanţii de diafragme cu goluri, asimilaţi cu stîlpii, cum sînt cei ai structurilor de tip „tub perforat" (fig. 8.13).

8.5.3. Armăturile longitudinale

Diametre minime: 12 mm pentru bare din PC 60 sau PC 52, 14 mm pentru bare din OB 37. La stîlpii turnaţi în zidărie ai structurilor cu ziduri portante, aceste diametre se pot reduce cu 2 mm. La stîlpii nestructurali, $d_{min} = 10$ mm.

Diametre maxime recomandate: 28 mm pentru stîlpii din beton cu agregate obişnuite şi 22 mm pentru cei din beton cu agregate uşoare.

Distanţa liberă minimă între bare: 50 mm.

Distanţa maximă între axele barelor: 250 mm (fig. 8.14). Se admite armarea cu numai 4 bare dispuse la colţurile secţiunii la stîlpi avînd laturile secţiunii $\leqslant 350$ mm în cazul stîlpilor din clasa A şi $\leqslant 400$ mm în cazul celor din clasele B şi C.

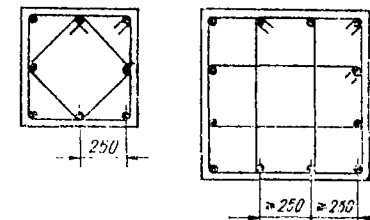


Fig. 8.14

Procentele de armare longitudinală maxime şi minime sînt date în tabelul 6 B din anexă.

La înnădirile armăturilor longitudinale ale stîlpilor cadrelor etajate (fig. 8.15), barele de la nivelul inferior se deviază (se graifuiesc) pe înălţimea riglelor pentru a se alătura celor de la nivelul superior (fig. 8.15, *a*, bara 1) şi pentru a prelua diferenţele de secţiune între stîlpii celor două niveluri succesive (fig. 8.15, *a*, bara 2). Panta maximă admisă pentru deviere este 1/6. Dacă $tg\alpha > 1/6$, se adoptă soluţia din fig. 8.15, *b*, cu barele 3, 4.

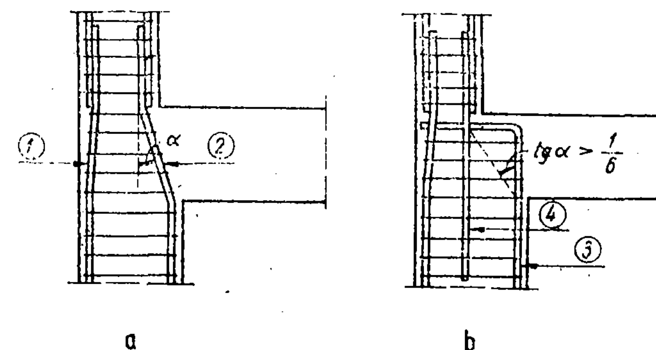


Fig. 8.15

8.5.4. Armăturile transversale

Distanţele între etrieri pe înălţimea stîlpului se stabilesc, la fiecare nivel separat pentru:

— zona curentă a stîlpului;
— zonele cu etrieri îndesiţi la una sau la ambele extremităţi.

a. *Zona curentă*. Distanţa maximă între etrieri: 15 d (d — diametrul minim al armăturilor longitudinale), dar cel mult 200 mm la stîlpii din clasa A şi cel mult 300 mm la cei din clasele B şi C.

b. *Determinarea zonelor cu etrieri îndesiți de la extremități.* Îndesirea etrierilor poate rezulta din următoarele cerințe:

— în zonele de înnădire a barelor longitudinale (de regulă, la extremitatea inferioară a stîlpului, la fiecare nivel), pentru îmbunătățirea condițiilor de transmitere a eforturilor între barele care se înnădesc și preluarea solicitărilor transversale generate de necoaxialitatea lor;

— pe toată înălțimea, la stîlpii din clasa A la care raportul între înălțimea liberă și latura cea mai mare a secțiunii este $H_s/h \leq 3$ (*stîlpi scurți*), pentru asigurarea suplimentară împotriva cedării la forță tăietoare);

— la ambele extremități, la stîlpii din clasa A ai cadrelor cu umplutură din zidărie masivă, la care desprinderea locală a zidăriei de stîlpi sub acțiuni seismice puternice poate transforma zonele respective în stîlpi scurți (fig. 8.16):

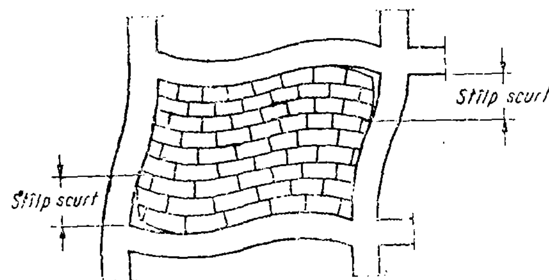


Fig. 8.16

— în zonele plastice potențiale ale stîlpilor din clasa A, pentru majorarea gradului de confinare a secțiunii de beton, în scopul măririi ductilității.

În capitolul 6 s-a arătat că la baza concepției și calculului cadrelor participante la structuri antiseismice stă cerința ca sub acțiunea cutremurelor, zonele plastice potențiale să fie dirijate cu prioritate spre capetele riglelor, admițîndu-se apariția lor în stîlpi numai în stadii avansate de solicitare, cu incursiuni moderate în domeniul post-elastic și localizate la un număr limitat de stîlpi, cu precădere la extremitățile lor inferioare, la nivelul de la baza cadrului.

Așa cum s-a arătat mai detaliat la paragraful 6.2.1, în măsura în care dirijarea pozițiilor zonelor plastice potențiale se poate controla cu suficientă certitudine printr-un calcul post-elastic aprofundat al structurii la solicitări seismice, zonele în care pe acest considerent se prevăd etrieri îndesiți se pot stabili în consecință. În cazurile curente, cînd un asemenea calcul nu se efectuează, dar prin dimensionarea corespunzătoare a stîlpilor în raport cu riglele se creează condiții pentru limitarea și localizarea zonelor plastice potențiale din stîlpi, *se admite să se considere ca zone plastice potențiale zonele de la extremitățile inferioare ale stîlpilor, la toate nivelurile.* Prin aceasta se admite implicit că se acoperă și cazurile cînd, chiar dacă la unii dintre stîlpi apar astfel de zone și la extremitățile lor superioare, incursiunile în domeniul postlastic în zonele respective sînt moderate și nu necesită o confinare majorată prin îndesirea etrierilor. Ca măsură de precauție suplimentară, în STAS 10 107/0-90 se limitează valabilitatea acestei ipoteze la cazurile cînd $n = N/bhR_c \leq 0{,}3$. De asemenea, ipoteza nu se extinde și la cazurile speciale cînd pe considerente întemeiate, se adoptă structuri la care nu se poate evita

apariția de zone plastice potențiale și la extremitățile superioare ale stîlpilor (exemplu: structurile cu diafragme cu parter flexibil).

În tabelul 8.13 sînt sintetizate regulile de stabilire a zonelor de îndesire a etrierilor, pe baza considerațiilor de mai sus.

Tabelul 8.13

Clasa de stîlp	Zone de îndesire a etrierilor la fiecare nivel		
	pe toată lungimea	la ambele extremități	la extremitatea inferioară
A	Stîlpi scurți $\left(\frac{H_s}{h} \leq 3\right)$	Stîlpii cadrelor cu umplutură din zidărie masivă	Restul cazurilor
		Stîlpii cu $n = N/bhR_c > 0{,}3$	
		În cazurile speciale cînd prin concepția și alcătuirea generală a structurii nu se poate evita apariția de zone plastice potențiale la extremitățile superioare ale stîlpilor	
B și C	—	—	Toate cazurile

c. *Înălțimile zonelor cu etrieri îndesiți.* Înălțimea l_p a zonei plastice potențiale de la o extremitate a unui stîlp se măsoară:

— la nivelurile curente, de la fața riglei;

— la baza cadrului, de la fața superioară a fundației, sau, dacă stîlpul reazemă pe un perete de beton armat al subsolului, de la fața superioară a acestuia:

— dacă la baza unui stîlp intervine un element constructiv (pardoseală rigidă etc.) care constituie un reazem lateral, împiedicînd deformația liberă a stîlpului (fig. 8.17), etrierii se îndesesc de la fața superioară a fundației pînă la înălțimea l_p deasupra reazemului respectiv.

Ca înălțime l_p a zonei plastice potențiale se ia cea mai mare dintre valorile:

$l_p \geq H_s/6$ (H_s — înălțimea liberă a stîlpului la nivelul considerat);

$l_p \geq h$ (h — dimensia maximă a secțiunii de beton a stîlpului);

$l_p \geq 600$ mm.

Dacă la dimensionarea stîlpului se admite $0{,}40 < \xi \leq \xi_b$, atunci l_p astfel calculată se majorează cu 50%.

Etrierii se îndesesc pe înălțimea l_p, iar dacă la aceeași extremitate a stîlpului este situată și înnădirea armăturilor longitudinale, se ia:

— pentru stîlpii din clasa C, l_s conform expresiei (8.5);

— pentru cei din clasele A și B, cea mai mare dintre l_s și l_p.

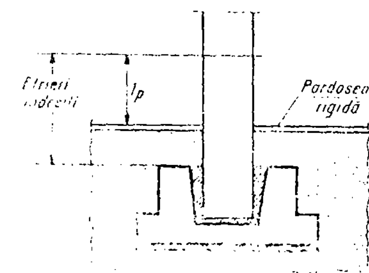


Fig. 8.17

Aceleași reguli sînt valabile și pentru îndesirile etrierilor de la extremitatea superioară a stîlpilor, în cazurile cînd sînt necesare conform tabelului 8.13.

d. *Distanțele între etrierii îndesiți* vor respecta condițiile: $a_e \leqslant 6\ d$; $a_r \leqslant h/5$; $a_c \geqslant 100$ mm. Porțiunile drepte de la capetele cîrligelor etrierilor îndesiți, la stîlpii din clasa A, vor fi 10 *d*, în loc de 5 *d* cum se arată în fig. 8.4.

Diametrul minim al etierilor: 1/4 din diametrul maxim al armăturilor longidudinale, dar cel puțin 6 mm (la etrierii perimetrali ai stîlpilor din clasa A cel puțin 8 mm).

Necesitatea utilizării de etrieri neperimetrali. În tabelul 8.14 sînt arătate dimensiile maxime de laturi și numărul maxim de bare longitudinale pe o latură la care se admite să se prevadă numai etrieri perimetrali.

Tabelul 8.14

Clasa de stilp			numărul barelor longitudinale pe o latură	dimensia maximă a laturii (mm) pînă la care nu sînt necesari etrieri intermediari
A	în zonele plastice potențiale		2	300
	Pe restul înălțimii stîlpului, pentru grad de protecție antiseismică:	7	≤3	400
			>3	300
		>7	2	300
			≤3	>400
B și C			≤4	≤400

La dimensii mai mari sau bare longitudinale mai multe, se prevăd și etrieri intermediari sau agrafe, după următoarele reguli (fig. 8.18):

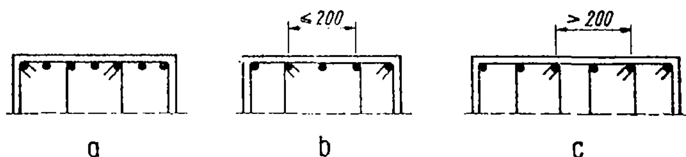


Fig. 8.18

— Barele longitudinale vor fi legate din două în două de un colț de etrier sau de agrafă la stilpii din clasele B și C (fig. 8,18, *a*), precum și la cei din clasa A cînd distanța între două ramuri consecutive de etrier sau agrafă rezultă ≤ 200 mm (fig. 8.18, *b*).

— Fiecare bară longitudinală va fi legată de un colț de etrier sau de agrafă la stîlpii din clasa A la care legarea din două bare ar conduce la distanțe > 200 mm între două ramuri consecutive de etrier sau agrafă (fig. 8.18, *c*). În fig. 8.19. sînt date exemple de alcătuire a etrierilor și agrafelor funcție de numărul de bare longitudinale din secțiune.

La stilpii cu secțiuni avînd unghiuri intrînde (fig. 8.19, *f*) se adoptă dispoziția din figură, cu etrieri intersectați.

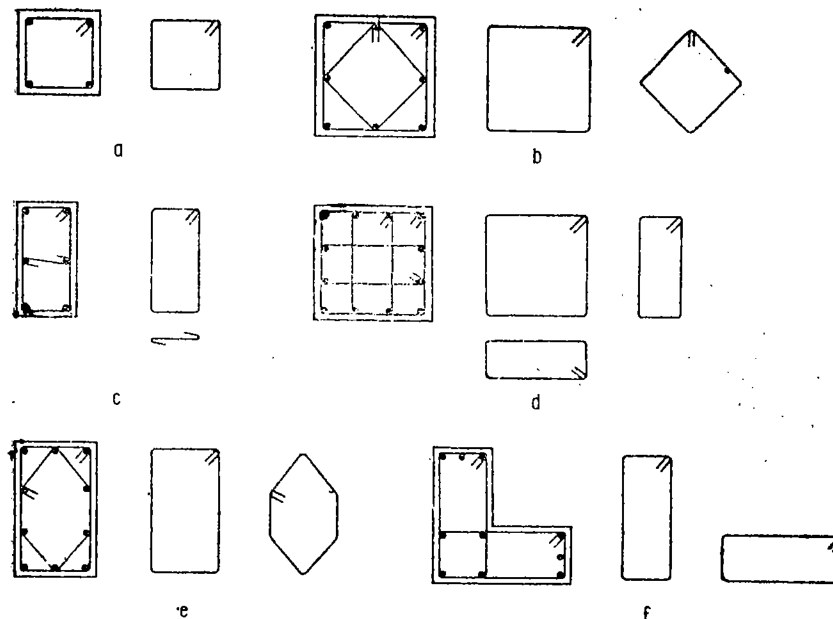


Fig. 8.19

Procentele minime de armare transversală sînt date în tabelul 6 C din anexă.

8.6. PREVEDERI SUPLIMENTARE PENTRU GRINZI

8.6.1. Secțiunea de beton

La dimensiunea secțiunilor de beton ale grinzilor se va ține seama de următoarele condiții:

a. Procentul mediu de armare, raportat la secțiunea utilă a inimii (bh_0) să se încadreze de regulă în limite economice: la grinzile monolite 0,6 . . . 1,2%, la cele prefabricate 0,8 . . . 1,5%. Procente de armare mai mari pot fi impuse în cazuri speciale de limitări ale înălțimii secțiunii grinzii din condiții de gabarit sau, în cazul elementelor prefabricate, de necesitatea reducerii greutății la transport și montaj a elementului.

b. Nivelul de solicitare la forță tăietoare, definit prin $\bar{Q} = Q/hb_0R_t$ [în zonele plastice potențiale de la extremitățile riglelor de cadru participante la structuri antiseismice $\bar{Q} = Q/bh_0R_t(red)$] să respecte limita superioară admisă $\bar{Q} = 4$. În general, apropierea de această limită conduce la armături transversale puternice, uneori dificil de realizat constructiv. De aceea, dacă nu intervin condiții speciale de dimensionare a secțiunii grinzii, se recomandă să nu se depășească $\bar{Q} = 2$.

c. Deformațiile să respecte limitele admise, date în tabelul 18 din anexă.

d. În cazul grinzilor prefabeicate și al celor monolite cu talpa comprimată nerigidizată transversal, să se asigure stabilitatea transversală în timpul transportului și montajului și în construcția terminată.

e. La riglele cadrelor participante la structuri antiseismice, dimensiunile secţiunii transversale pot fi dictate de condiţia asigurării unei rigidităţi sufi- ciente în raport cu stîlpii.

f. La grinzile solicitate la încovoiere cu torsiune, la care raportul între momentul maxim de torsiune şi cel încovoietor maxim este mai mare decît 1/3, se recomandă ca raportul între laturile secţiunii să fie $b/h \geqslant 0{,}5$.

La grinzile monolite, dimensiunile secţiunii transversale vor fi multiplu de 50 mm pentru $h \leqslant 800$ mm şi multiplu de 100 mm pentru $h > 800$ mm.

8.6.2 Cerinţe suplimentare referitoare la secţiunea de beton pentru grinzile prefabricate

La proiectarea grinzilor prefabricate, stabilirea formei şi dimensiunilor secţiunii transversale trebuie corelată cu tehnologia de confecţionare, deco- frare, transport şi montaj.

Exemple:

a. La grinzile care se execută în tipare fixe (fig. 8.20, *a*), feţele laterale se prevăd cu o pantă de circa 1% pentru a împiedica blocarea la decofrare dato- rită eventualelor neplaneităţi locale ale feţelor laterale ale tiparului. Măsura nu este necesară în cazul tiparelor cu feţele laterale rabatabile (fig. 8.20, *b*).

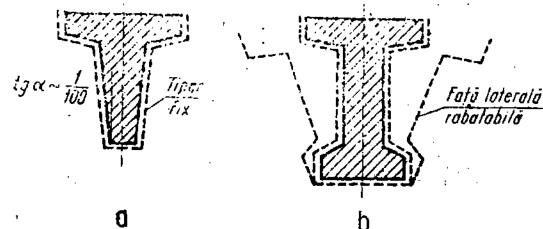


Fig. 8.20

b. Cînd grinda susţine elemente de planşeu (plăci, fîşii, elemente cheso- nate etc), lăţimea tălpii superioare poate fi dictată de asigurarea lungimilor de rezemare ale acestora plus lăţimea monolitizării dintre ele (fig. 8.21, *a*). Dacă se contează pe realizarea unei conlucrări între grinda prefabricată şi suprabeto- narea monolită dintre elementele de planşeu, lăţimea acesteia trebuie să fie de regulă egală cu cea a inimii grinzii (fig. 8.21, *b*). În cazurile cînd elementele de planşeu reazemă la nivelul tălpii inferioare a grinzii (fig. 8.21, *c*), lăţimea şi grosimea acesteia se dimensionează ţinînd seama de încărcările locale care îi revin.

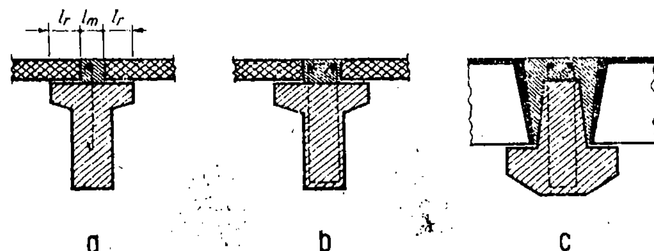


Fig. 8.21

8.6.3. Armăturile longitudinale de rezistenţă. Prevederi generale

Diametrul minim pentru armăturile longitudinale de rezistenţă: 10 mm. La grinzile din beton uşor, barele cu diametre peste 12 mm vor fi din oţel cu profil periodic.

În fig. 8.22, *a* sînt arătate regulile ce trebuie respectate în ceea ce priveşte distanţele între armături pe lăţimea grinzii şi distanţele pe înălţimea grinzi între barele suprapuse cînd armăturile se dispun pe mai multe rînduri — pentru a permite pătrunderea în bune condiţii a betonului între armături, la turnare.

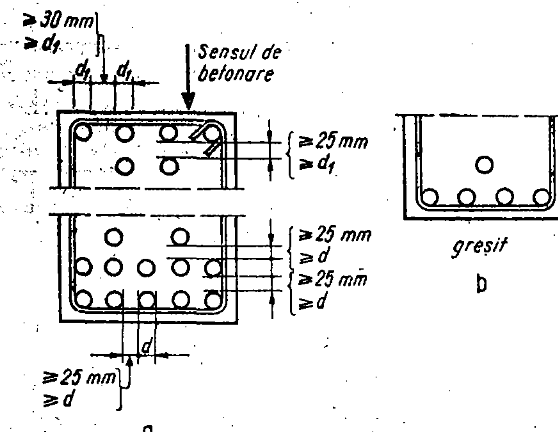


Fig. 8.22

La partea superioară a grinzilor cel puţin un interval între armături va fi ≥ 50 mm pentru a permite introducerea pervibratorului.

Se recomandă ca armăturile să fie dispuse pe cel mult două rînduri În situaţiile speciale cînd sînt necesare şi armături pe al treilea rînd, acestea vor fi dispuse ca în figură, la distanţe din ax în ax duble faţă de cele permise pentru barele de pe primele două rînduri.

Barele de pe rîndurile 2 şi 3 vor fi dispuse în acelaşi lan vertical cu cele de pe primul rînd, ca în fig. 8.22, *a*. Se interzice dispunerea alternativă ca în fig. 8.22, *b*.

Distanţa maximă între axele barelor pe lăţimea grinzii, în zonele întinse, nu va depăşi de regulă 200 mm.

Procentele maxime de armare admise rezultă din respectarea condiţie $\xi \leqslant \xi_b$ (în zonele plastice potenţiale ale riglelor cadrelor participante la struc- turi antiseismice $\xi \leqslant \xi_{lim} = 0{,}25$), conform schemelor de calcul 1.1 . . . 1.9. La grinzile dublu armate, procentul maxim de armare în zona întinsă trebuie să fie respectat de diferenţa $(p - p')$ între procentele de armare corespunză- toare armăturilor A_a şi A_a'.

În secţiunile de reazem ale riglelor cadrelor participante la structuri anti- seismice, raportul dintre cantitatea de armătură de la partea inferioară şi cea de la partea superioară va fi de cel puţin 0,3 în zonele seismice C şi D şi cel puţin 0,4 în zonele A şi B. Ancorarea şi înnădirea acestor armături se va asi- gura ca pentru bare solicitate la întindere, chiar dacă din calculul la forţele seismice convenţionale date de prescripţii ele rezultă solicitate numai la compresiune.

În fig. 8.23 este arătată alcătuirea recomandată pentru ancorajele pe reazeme ale armăturilor riglelor de cadre din această categorie, comparativ cu cea uzuală pentru riglele cadrelor neparticipante la structuri antiseismice:

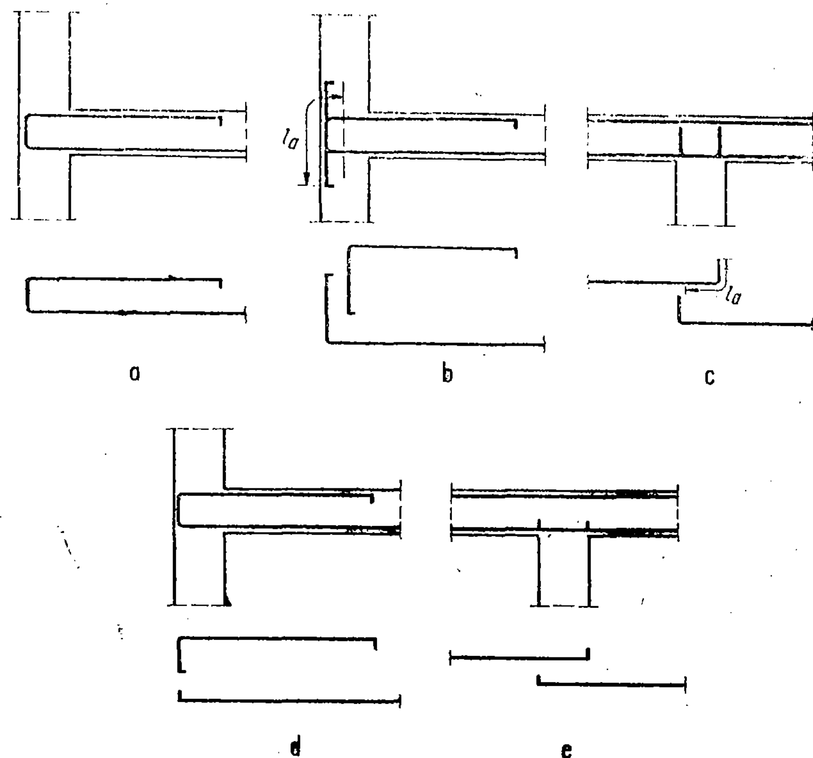


Fig. 8.23

a. reazem de capăt;

b. idem, cînd barele de la partea superioară au diametre diferite de cele ale barelor de la partea inferioară sau cînd, datorită lățimii mici a stîlpului, soluția (*a*) nu asigură o suficientă ancorare a barelor în nod (ținînd seama de posibilitatea ca deformațiile post-elastice în armătură să se extindă și în interiorul nodului, ceea ce poate provoca o deteriorare a aderenței în porțiunea respectivă, lungimea de ancoraj se consideră de la axul stîlpului pînă la extremitatea barei de armătură);

c. reazem intermediar;

d. e. idem pentru cadre neparticipante la structuri antiseismice.

8.6.4. Bare înclinate

Pe linia cerințelor de reducere a consumului de manoperă la montajul armăturilor, tendința actuală este de a se desființa sau de a se limita la strictul necesar utilizarea de bare înclinate, realizîndu-se ori de cîte ori este posibil armarea transversală numai cu etrieri. La carcasele sudate nu se folosesc în general bare înclinate. În cazul armării cu bare individuale formînd carcase legate cu sîrmă, se pot folosi bare înclinate, avînd de regulă unghiul de înclinare 45°, cu respectarea următoarelor reguli:

— Se vor menține drepte pînă la reazeme și se vor ancora dincolo de reazeme ca bare solicitate la întindere cel puțin o treime din armăturile din cîmp, dacă nu intervin alte condiții care să dicteze necesitatea menținerii unui număr mai mare de bare drepte pînă la reazeme: momente încovoietoare pozitive importante în zonele de reazem sau la riglele cadrelor participante la structuri antiseismice, condițiile arătate mai înainte cu privire la raportul minim admis între cantitatea de armătură de la partea inferioară și cea de la partea superioară pe reazeme.

— Nu se admite folosirea de bare înclinate de tip „flotant" ca în fig. 8.24.

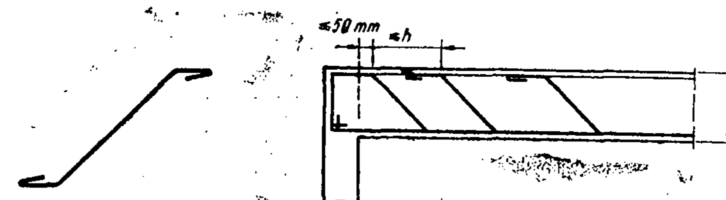


Fig. 8.24 Fig. 8.25

— Dacă barele înclinate rezultă necesare din calcul, prima secțiune de înclinare începînd de la reazem va fi dispusă la cel mult 50 mm distanță de la marginea reazemului (fig. 8.25). Distanțele pînă la următoarele secțiuni de înclinare se stabilesc pe baza verificării la forță tăietoare, respectînd condiția ca o fisură înclinată să intersecteze totdeauna armăturile transversale necesare pentru preluarea forței tăietoare în secțiunea respectivă, cu luarea în considerare a prevederilor din schema de calcul 6.0. Se recomandă ca, indiferent dacă barele înclinate rezultă sau nu necesare din calculul la forță tăietoare, distanța între prima și a doua secțiune de înclinare începînd de la reazem să nu fie mai mare decît înălțimea grinzii. Referitor la stabilirea secțiunilor de înclinare vezi și paragraful 8.6.5.

8.6.5. Intreruperea armăturilor longitudinale drepte și înclinate

O bară longitudinală care se întrerupe sau se înclină trebuie să rămînă activă cu întreaga ei capacitate de rezistență pînă la o distanță egală cu cea $h/2$ dincolo de secțiunea în care este integral necesară din calculul la moment încovoietor în secțiuni normale. De aceea, pentru stabilirea secțiunii de unde se poate întrerupe sau înclina o bară este practic ca în locul diagramei înfășurătoare a momentelor încovoietoare maxime să se raporteze pozițiile armăturilor la o diagramă de momente ca în fig. 8.26, obținută prin corectarea („dilatarea") diagramei înfășurătoare a momentelor maxime, prin deplasarea absciselor ei cu $h/2$ dinspre punctul de moment maxim.

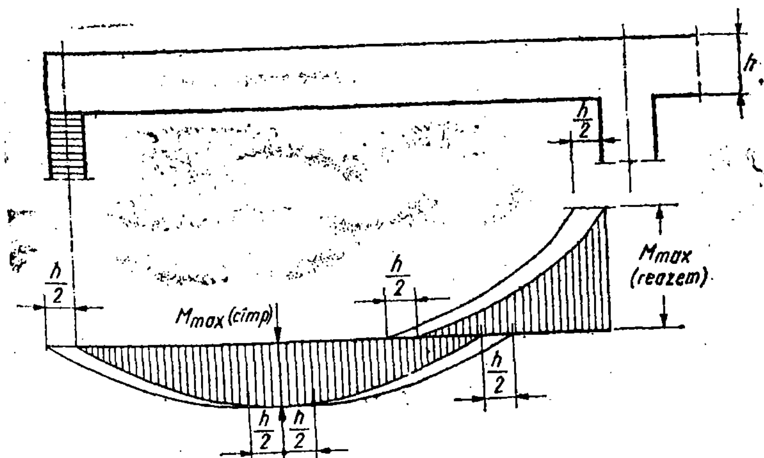


Fig. 8.26

În fig. 8.27, *a* şi *b* sînt definite condiţiile care determină punctul de unde poate fi înclinată sau întreruptă o bară în raport cu diagrama de momente încovoietoare, iar în fig. 8.27, *c*, pentru o bară înclinată, punctul de unde poate fi întreruptă în raport cu secţiunea în care este necesară din calculul la forţă tăietoare. Notaţii:

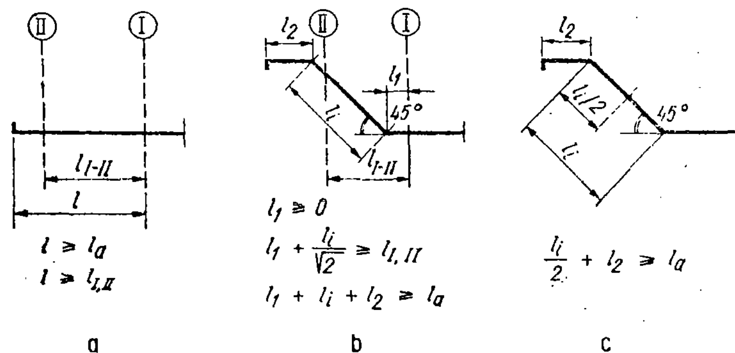


Fig. 8.27

I — secţiunea în care bara este integral necesară din calculul la încovoiere, în raport cu diagrama de momente „dilatată" ca în fig. 8.26;

II — secţiunea în care, în raport cu aceeaşi diagramă de momente dilatată, bara nu mai este necesară din calculul la încovoiere (momentul încovoietor este preluat integral de restul barelor din secţiune);

l_{I-II} — distanţa între secţiunile *I* şi *II*, măsurată în proiecţie pe axul grinzii, pe lungimea căreia se admite că aportul barei care se întrerupe descreşte liniar de la solicitarea maximă pînă la zero:

l_a — lungimea de ancoraj necesară conform paragr. 8.3.1;

l_1 — distanţa de la secţiunea *I* pînă la seţiunea de înclinare a barei;

l_2 — porţiunea dreaptă de la extremitatea unei bare înclinate, care trebuie să fie egală cu cel puţin 10 *d* în zonele comprimate, respectiv 20 *d* în zonele în care pot apărea şi eforturi de întindere;

— lungimea totală de la secţiunea *I* pînă la extremitatea barei.

Secţiunile de tipul *I* pentru fiecare bară care se întrerupe sau se înclină se determină în modul următor (fig. 8.28):

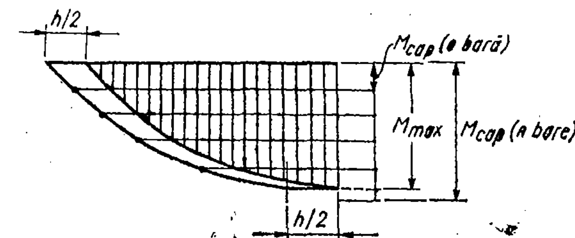


Fig. 8.28

— în secţiunea de moment maxim se determină momentul capabil, cu armătura efectiv prevăzută;

— se admite în mod simplificat ca aportul barelor la momentul capabil să fie considerat ca proporţional cu numărul lor, dacă diametrele sînt egale, sau cu ariile secţiunilor lor dacă diametrele sînt diferite (aceasta presupune admisă aproximaţia că braţul de pîrghie *z* al eforturilor interioare rămîne practic constant, independent de cantitatea de armătură şi de poziţiile barelor, pe primul sau pe al doilea rînd):

$$M_{cap}(o\ bară) \approx \frac{A_a(o\ bară)}{A_a\,(totală)}\,M_{cap}$$

sau, pentru *m* bare de diametre egale:

$$M_{cap}(o\ bară) = \frac{M_{cap}}{m}$$

— cu această simplificare, momentele capabile în secţiunile cu mai puţine bare se pot determina împărţind ordonata *M* din secţiunea de moment maxim în părţi egale (dacă barele sînt de acelaşi diametru) sau proporţional cu ariile secţiunilor barelor dacă sînt de diametre difetite;

— ducînd din punctele respective linii orizontale, la intersecţiile acestora cu diagrama de momente dilatată se găsesc secţiunile de tipul I pentru fiecare bară sau grup de bare.

Secţiunea de tipul II pentru o bară coincide cu secţiunea I a barei înclinate în poziţia următoare.

În fig. 8.29 este dat un exemplu de stabilire a poziţiilor punctelor de întrerupere a barelor drepte pentru armăturile de pe un reazem al unei grinzi continue fără bare înclinate. Grinda este armată pe reazem cu 4 bare de diametre egale, din care două se prelungesc pe toată lungimea diagramei de momente negative, iar celelalte două se întrerup într-o secţiune intermediară. Pentru barele întrerupte, lungimea *l* cu care trebuie prelungite dincolo de secţiunea I va fi cea mai mare dintre $l = l_{I-II}$ şi $l = l_a$.

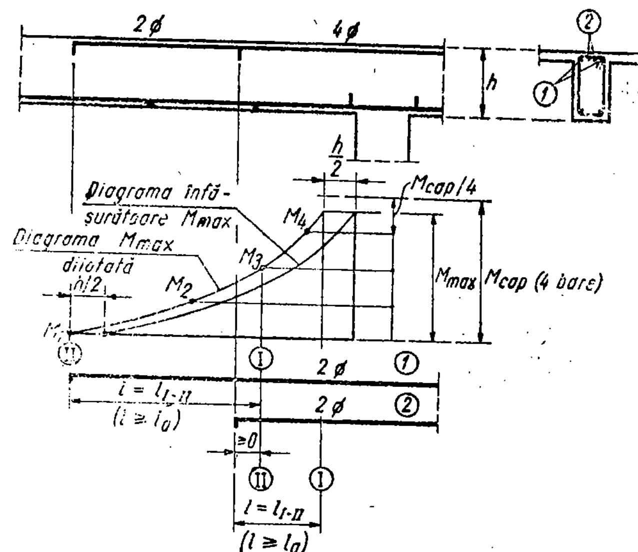


Fig. 8.29

În fig. 8.30 este dat un exemplu de stabilire a pozițiilor punctelor de înclinare și de întrerupere pentru barele înclinate ale unei grinzi simplu rezemate. Grinda este armată în cîmp cu 5 bare de diametre egale, din care două rămîn drepte pînă la reazem (*1*), două se înclină în prima secțiune dinspre reazem (*2*) și una în a doua secțiune (*3*).

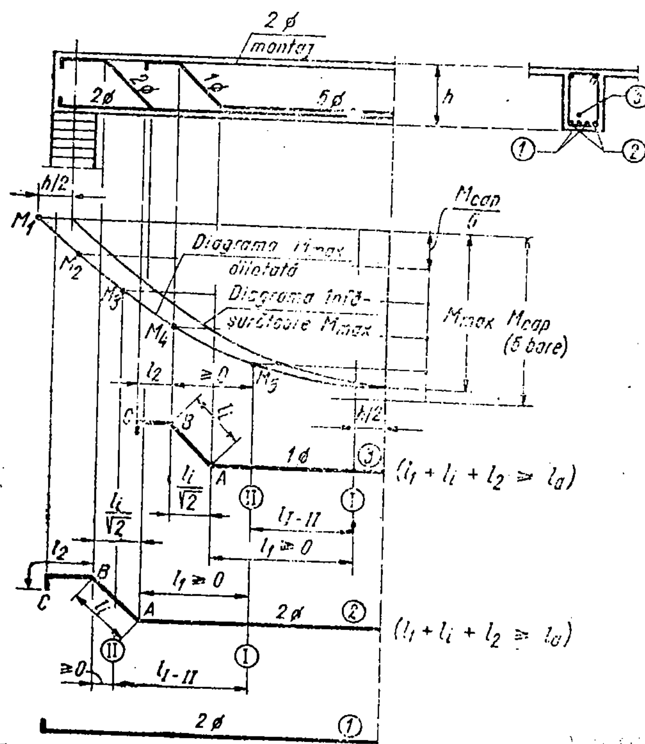


Fig. 8.30

Pentru bara (3), extremitățile A și B ale porțiunii înclinate trebuie să fie situate: A în stînga secțiunii I și B în stînga secțiunii II. Punctul C de întrerupere a barei trebuie să satisfacă în plus condiția $l_1 + l_i + l_2 = IA + AB + l_2 \geqslant l_a$. La fel se procedează și pentru barele (2), pentru care dacă lățimea reazemului este prea mică, lungimea l_2 necesară se poate realiza prin întoarcerea la 90° în jos a barelor, ca în figură.

Dacă pozițiile barelor înclinate, stabilite inițial pe baza calculului la forță tăietoare, nu satisfac relațiile din fig. 8.27, *a* și *b* în raport cu diagrama de momente încovoietoare, modificarea punctelor lor de înclinare poate necesita o restructurare a întregii armări a grinzii, cu schimbarea numărului și diametrelor barelor longitudinale, eventual și a etrierilor (redistribuirea forței tăietoare între etrieri și barele longitudinale înclinate).

8.6.6. Armături longitudinale de montaj

La partea superioară a grinzilor, în zonele und nu sînt dispuse armături longitudinale de rezistență, se prevăd armături de montaj, cîte o bară la fiecare colț de etrier.

La grinzile cu înălțime peste 700 mm se prevăd pe fețele laterale armături de montaj intermediare, la distanțe de cel mult 400 mm pe înălțimea grinzii, legate între ele în sens transversal prin agrafe, dispuse din doi în doi etrieri.

Diametrele barelor de montaj vor fi cel puțin egale cu cele minime din tabelul 8.15 și cel puțin egale cu diametrul etrierilor (în cazul carcaselor sudate, al barelor transversale).

Tabelul 8.15

Poziția armăturilor de montaj	Modul de execuție a grinzilor	Diametrele minime (în mm) ale barelor de montaj pentru armături din carcase: legate cu sîrmă PC 60, PC 52	legate cu sîrmă OB 37	sudate
la partea superioară a grinzii	monolite	8	10	6
	prefabricate		8	5
pe fețele laterale ale grinzii		6	8	5

8.6.7. Armături transversale

La carcasele legate cu sîrmă, diametrele minime admise pentru etrieri sînt:

— 1/4 din diametrul maxim al armăturilor longitudinale;
— 6 mm pentru grinzi cu $h \leqslant 800$ mm;
— 8 mm pentru grinzi cu $h > 800$ mm.

La carcasele sudate, la stabilirea diametrelor barelor transversale, pe lîngă condițiile de rezistență la forță tăietoare, se va ține seama de posibilitatea realizării unui regim corespunzător de sudare și de necesitatea asigurării indeformabilității carcasei în timpul transportului și montajului, precum și în timpul betonării grinzii. Diametrul minim admis: 4 mm.

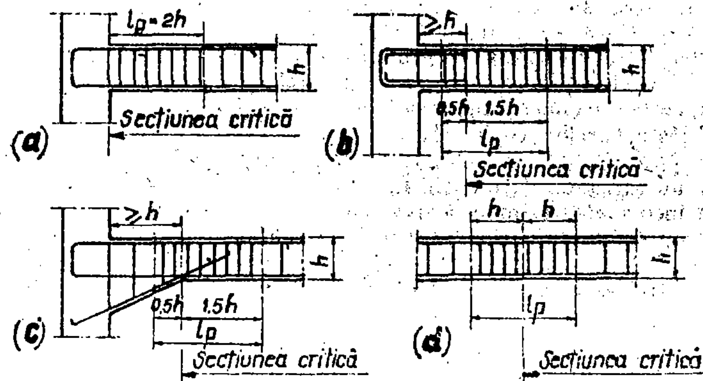


Fig. 8.31

Distanţele maxime admise între etrieri:

— pe porţiunile pe care există armătură comprimată rezultată din calcul: $a_e \leqslant 15\ d$ la grinzile din beton cu agregate obişnuite şi $a_e \leqslant 10\ d$ la cele din beton uşor (d — diametrul minim al armăturilor longitudinale);

— în zonele plastice potenţiale ale riglelor cadrelor participante la structuri antiseismice proiectate în zonele seismice de calcul A...E; $a_e \leqslant 200$ mm, $a_e \leqslant h/4$;

— în restul cazurilor: $a_e \leqslant 300$ mm, $a_e \leqslant 3h/4$.

De regulă, la cadrele participante la structuri antiseismice se consideră ca zone plastice potenţiale extremităţile tuturor riglelor, pe o lungime $l_p = 2\ h$ măsurată de la faţa reazemului (fig. 8.31, *a*).

Dacă printr-o armare locală mai puternică în imediata vecinătate a reazemului [70] (fig. 8.31, *b*) sau printr-o variaţie a înălţimii grinzii (fig. 8.31, *c*) se ajunge ca secţiunea critică la moment negativ (secţiunea în care momentul negativ maxim este cel mai apropiat de momentul de plastificare) să se deplaseze de la extremitatea riglei la o distanţă $\geqslant h$, poziţia zonei plastice potenţiale se consideră în modul arătat în fig. 8.31, *b* şi *c* în raport cu secţiunea critică. În cazurile mai rare cînd intervin zone plastice potenţiale în cîmpurile riglelor, lungimile lor $l_p = 2\ h$ se iau simetrice faţă de secţiunea critică la moment pozitiv, ca în fig. 8.31, *d*. În acest caz, îndesirea etrierilor nu este necesară şi la grinzile cu placă în zona comprimată, unde placa realizează o confinare satisfăcătoare a zonei comprimate a inimii.

Se vor prevedea etrieri închişi în următoarele cazuri (fig. 8.32):

— la grinzile independente fără placă la partea superioară (fig. 8.32, *b* şi *c*), pe toată lungimea;

— la grinzile făcînd parte din planşee sau avînd placă la partea superioară (secţiuni în formă de T), etrieri închişi în zonele în care există armături de rezistenţă şi la partea superioară.

La grinzi cu lăţimi peste 400 mm se vor prevedea etrieri cu minimum 4 ramuri. Cei intermediari pot fi deschişi (fig. 8.32. *d*). La grinzile cu secţiune în formă de T, dublu T sau de alte forme cu unghiuri intrînde, etrierii se dispun încrucişat, ca în fig. 8.32, *e*.

Carcase sudate cu un singur rînd de bare transversale (fig. 8.33, *a*) se admit la lăţimi de grinzi pînă la 150 mm. La lăţimi mai mari se utilizează carcase

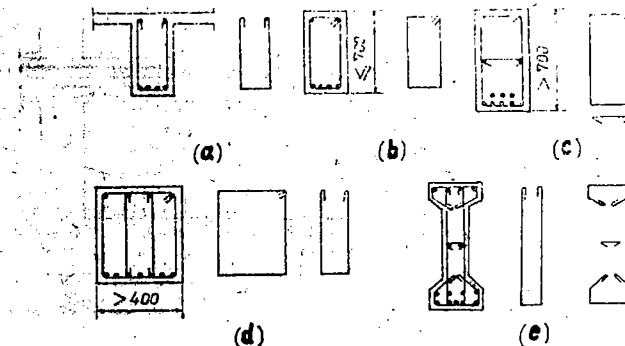


Fig. 8.32

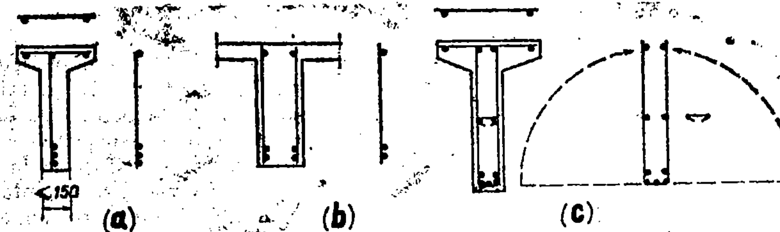


Fig 8.33

plane duble, ca în fig. 8.33, *b*, sau carcase plane îndoite astfel ca barele transversale să ia forma de etrieri (fig. 8.33, *c*).

8.6.8. Grinzi solicitate la încovoiere cu torsiune

Armăturile longitudinale suplimentare necesare pentru preluarea momentelor de torsiune se distribuie cît mai uniform pe perimetrul secţiunii şi în primul rînd se dispun la cele 4 colţuri (fig. 8.34). Ancorajele şi înnădirile lor se realizează conform regulilor valabile pentru bare solicitate la întindere.

Cînd armăturile suplimentare de pe feţele laterale se limitează sub forma de bare locale în zonele cu momente de torsiune mai mari (fig. 8.35), întreruperea lor în raport cu diagrama înfăşurătoare a momentelor de torsiune maxime se face după aceleaşi reguli ca la paragraful 8.6.5.

Armarea transversală pentru preluarea momentelor de torsiune se realizează prin suplimentarea cantităţii de etrieri perimetrali, dimensionaţi astfel ca să cumuleze funcţia de preluare a forţei tăietoare cu cea de preluare a momentului de torsiune şi alcătuiţi ca în fig. 8.34, cu ramurile orizontale superioare suprapuse pe toată lăţimea grinzii, dar cel puţin pe o lungime egală cu l_a.

8.6.9. Grinzi cu încărcări suspendate

Încărcări suspendate sau aplicate la talpa inferioară (fig. 8.36) intervin la grinzile care susţin mijloace de transport suspendate (fig. 8.36, *a*), grinzile întoarse ale planşeelor monolite (fig. 8.36, *b*), grinzile principale prefabricate în

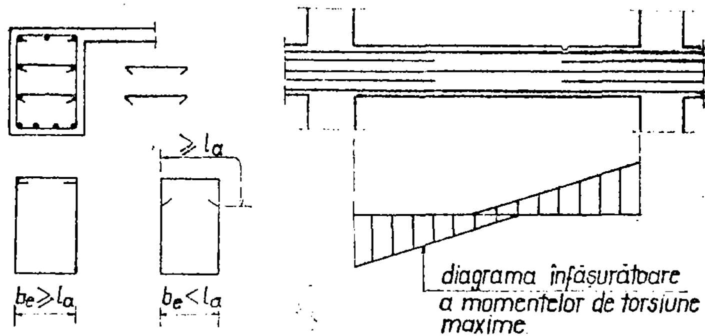


Fig. 8.34 Fig. 8.35

formă de T întors susţinînd elemente de planşeu rezemate pe talpa lor inferioară (fig. 8.36, *c*) etc.

În secţiunea de suspendare (fig. 8.37), în care de regulă betonul este fisurat, etrierii inimii trebuie să fie dimensionaţi suplimentar la întindere pentru a prelua întreaga încărcare aplicată la talpa inferioară şi a o transmite la talpa superioară a grinzii. Dacă înălţimea grinzii nu este suficientă pentru ca lungimea ramurilor verticale ale etrierilor deasupra secţiunii de suspendare să fie $\geq l_a$, atunci etrierii se prevăd închişi, cu ramurile orizontale suprapuse, la fel ca în fig. 8.34. În cazul grinzilor prefabricate (fig. 8.36, *c*), etrierii tălpii inferioare se dimensionează ca armătură pentru preluarea momentelor încovoietoare transversale şi se alcătuiesc ca în figură, cu asigurarea lungimii de ancoraj din secţiunea de încastrare a tălpii lucrînd în consolă pînă la extremitatea barelor.

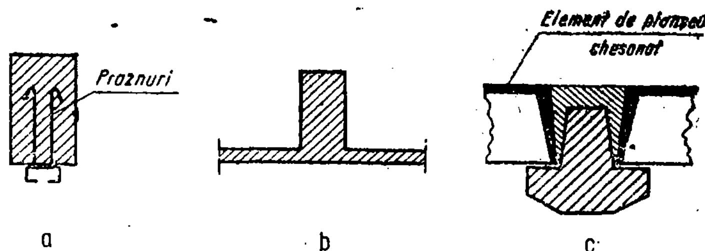


Fig. 8.36

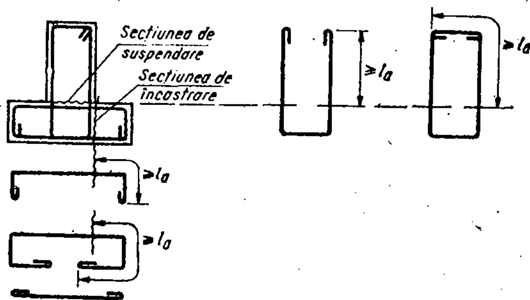


Fig 8.37

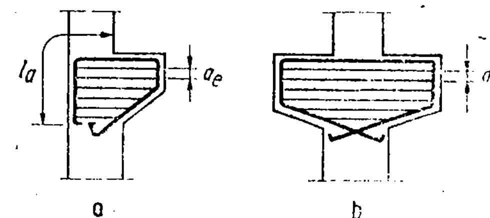


Fig. 8.38

8.6.10. Console scurte

Se recomandă ca armarea consolelor scurte să se realizeze numai cu bare longitudinale şi etrieri, fără bare înclinate (fig. 8.38). Armăturile pentru preluarea momentelor încovoietoare se ancorează la extremităţi cu lungimea $\geq l_a$, măsurată de la secţiunea de moment maxim. La consolele asimetrice, ancorarea în stîlp se realizează ca în fig. 8.38, *a*.

Distanţa maximă între etrierii orizontali: $a_e \leq 150$ mm.

8.7. PREVEDERI SUPLIMENTARE PENTRU DIAFRAGME (PEREŢI STRUCTURALI) DIN BETON ARMAT MONOLIT [6;10;70;78:118]

8.7.1. Secţiunea de beton

Forme de secţiuni. Pentru diafragmele obişnuite ortogonale, în fig. 8.39 sînt arătate formele uzuale ale capetelor;

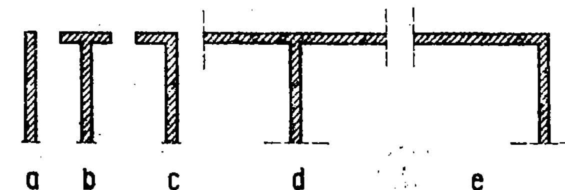


Fig. 8.39

— lamelare (*a*);
— cu bulbi, simetrici (*b*) sau într-o singură parte (*c*);
— cu tălpi, rezultate din încrucişarea cu alte diafragme perpendiculare, simetrice (*d*) sau într-o singură parte (*e*).

Notaţii pentru secţiunea de beton (fig. 8.40). h — înălţimea secţiunii; b — grosimea inimii; h_p — grosimea tălpii sau bulbului; b_p — lăţimea bulbului sau a tălpii (în cazul tălpilor late: lăţimea activă de calcul).

La diafragmele participante la structuri antiseismice, grosimile inimii şi tălpilor, oportunitatea prevederii de bulbi la capete şi dimensionarea acestora rezultă din condiţia de ductilitate, pusă sub forma limitării nivelului de solicitare la compresiune (vezi cap. 6). În plus, grosimea inimii trebuie să satisfacă şi condiţia limitării nivelului de solicitare la forţă tăietoare (vezi capitolul 6).

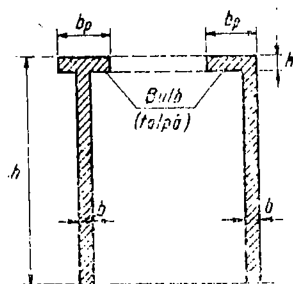


Fig. 8.40

Grosimile minime ale inimii şi tălpilor: b, $h_p \geqslant 140$ mm; b, $h_p \geqslant \frac{H_{nivel}}{20}$.

Dimensiuni minime pentru bulbi: $h_p \geqslant 200$ mm; $b_p \geqslant l_{fl}/7$ (l_{fl} — lungimea de flambaj);

$$b_p \begin{cases} \geqslant 2{,}5\ b \text{ dacă } b_p h_p < 120\,000 \text{ mm}^2 \\ \geqslant 2{,}0\ b \text{ dacă } b_p h_p \geqslant 120\,000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Se va evita ca golurile pentru uşi, ferestre etc. să fie amplasate la mai puţin decît 1200 mm distanţă de la cea mai apropiată extremitate a secţiunii. La diafragmele avînd goluri decalate de la un etaj la altul se recomandă ca lungimea plinului între golurile învecinate de la două niveluri succesive să fie de cel puţin 600 mm.

8.7.2. Categorii de armături şi rolul lor [10]

În cazul diafragmelor monolite, pe lîngă armăturile de rezistenţă şi cele de confinare, intervin cu un rol sporit armăturile constructive, definite la paragraful 8.1.1.*c*. Avînd în vedere caracterul masiv şi multiplu conex al structurilor cu diafragme monolite, eforturile interioare generate de împiedicarea unor deformaţii, cum sînt cele din contracţia betonului, din variaţii şi diferenţe de temperatură, din tasări inegale ale terenului de fundaţie şi din deformaţii inegale produse de curgerea lentă a betonului, denumite în mod generic ***autotensiuni***, capătă o importanţă mai mare decît la structurile flexibile, iar evidenţierea lor explicită nu este de regulă posibilă prin calculele curente. Există însă în acest domeniu o vastă experienţă din observarea comportării în timp a structurilor cu diafragme, care stă la baza recomandărilor privitoare la dimensionarea armăturilor constructive. Consideraţii detaliate în această privinţă sînt expuse în lucrarea [10], unde este citată şi o bibliografie mai amplă.

La diafragmele pline sau cu goluri intervin următoarele categorii de armături (fig. 8.41):

1. *Armarea zonelor de capăt ale elemetelor verticale (montanţilor)* este formată din:

— ***armăturile longitudinale (verticale)***, notate în figură cu (*a*), care preiau eforturi din solicitarea diafragmei sau montantului la compresiune excentrică, avînd, în funcţie de sensul acţiunii forţelor orizontale, rolul de preluare a eforturilor de întindere, respectiv de consolidare a zonei comprimate:

— ***armăturile transversale (etrierii) (b)***, cu rol similar etrierilor unor stîlpi: confinarea zonei comprimate şi împiedicarea flambajului barelor longitudinale.

2. *Armarea curentă a inimii elementelor verticale* cuprinde:

— ***barele orizontale*** (*c*), care constituie armarea transversală la forţă tăietoare, îndeplinind rolul etrierilor unei console verticale şi totodată servesc pentru îmbunătăţirea comportării la solicitările din deformaţii împiedicate (contracţia betonului, variaţii şi diferenţe de temperatură);

— ***barele verticale*** (*d*), care servesc ca armături de montaj pentru cele orizontale, dar au în unele cazuri şi un rol de rezistenţă, pentru preluarea

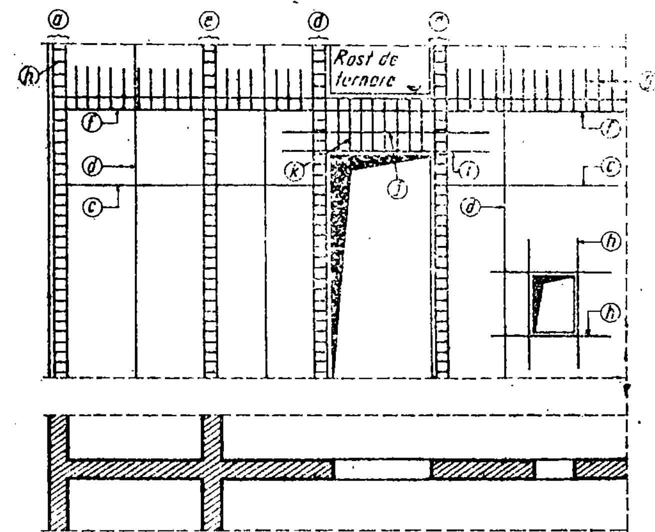


Fig. 8.41

unor momente încovoietoare acţionînd perpendicular pe planul diafragmei, rezultate din diferite excentricităţi sau din încastrarea locală în diafragmă a unor elemente de construcţii; de asemenea, barele verticale, în special cele situate în apropierea capetelor, participă la preluarea eforturilor din solicitarea diafragmei la compresiune excentrică, alături de barele (*a*).

Barele verticale şi cele orizontale din inimă formează plase, dispuse la cele două feţe ale inimii, constituind o ***armare de tip continuu***. La diafragmele cu solicitări reduse din acţiunea forţelor orizontale, în cazul cînd o armare continuă nu este necesară nici pentru acoperirea altor solicitări, se utilizează sistemul de ***armare de tip discontinuu*** (fig. 8.42), care constă din carcase verticale dispuse ca în figură, legate între ele prin centurile orizontale din dreptul planşeelor.

3. *Armările locale* cuprind:

— ***armăturile de la intersecţiile cu alte diafragme (e)***, dispuse constructiv pentru asigurarea unei legături între diafragmele intersectate [etrierii servesc şi pentru înnădirea armăturilor de tip (*c*)];

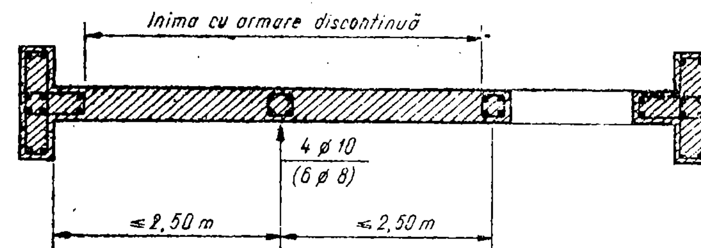


Fig. 8.42

— *armăturile de la intersecţiile cu planşeele*, în care se cuprind: cele orizontale de tip centură aşezate în grosimea planşeelor (f) şi cele verticale suplimentare de traversare a rosturilor de turnare din dreptul planşeelor (g), cu rol de preluare a forţei tăietoare în secţiunile în care nu se contează pe preluarea ei prin beton, la contactul între betoanele turnate la date diferite;

— *armăturile de bordare a golurilor mici* (h), pentru preluarea eforturilor locale din jurul acestora.

4. *Armarea riglelor de cuplare* este formată din:

— *armăturile longitudinale principale* (i), dispuse la faţa superioară şi la cea inferioară a secţiunii, pentru preluarea eforturilor de întindere produse de momentele încovoietoare;

— *armăturile longitudinale intermediare* (j), dispuse constructiv pe inima riglei, cu rolul de a îmbunătăţi regimul ei de fisurare sub acţiunea forţei tăietoare;

— *armăturile transversale* (etrieri sau bare inclinate) (k) pentru preluarea forţei tăietoare.

8.7.3. Definirea şi delimitarea zonelor A şi B ale elementelor verticale ale diafragmelor.

Cerinţele referitoare la armarea elementelor verticale ale diafragmelor sînt diferenţiate între zona plastică potenţială de la bază şi restul înălţimii diafragmei (montantului).

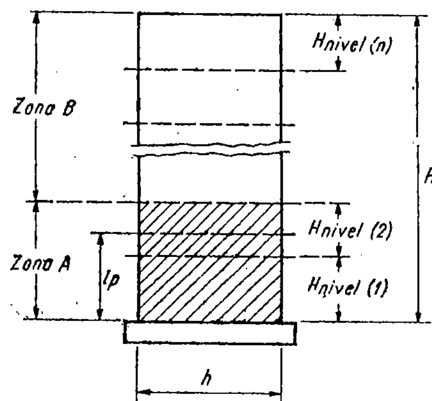


Fig. 8.43

Lungimea de calcul l_p a zonei plastice potenţiale de la bază se determină cu formula:

$$l_p \approx 0,4\ h + 0,05\ H \geqslant \frac{H}{6} \qquad (8.6)$$

cu notaţiile din fig. 8.43. Lungimea l_p astfel calculată se rotunjeşte la un număr întreg de niveluri. Rotunjirea se face în plus dacă pe înălţimea unui nivel l_p intră cu mai mult decît 0,2 H_{nivel}. Zona plastică potenţială astfel stabilită este denumită [10; 118] „zona A", iar restul înălţimii diafragmei (montantului) constituie „zona B".

8.7.4. Armarea în cîmp a elementelor verticale ale diafragmelor

Barele orizontale ale armării în cîmp capătă caracterul de armături de rezistenţă, în sensul clasificării de la paragraful 8.7.2, la nivelurile la care forţa tăietoare nu poate fi preluată de beton: $\bar{Q} = Q/bh_0R_t > \bar{Q}_b$, unde $\bar{Q}_b = 0,5$ în zona A şi $\bar{Q}_b = 0,7$ în zona B. În celelalte cazuri, armarea în cîmp are caracterul de armare constructivă.

Observaţie. În zona A, chiar dacă $\bar{Q} \leqslant \bar{Q}_b$ şi deci armarea este constructivă, trebuie să fie proiectată respectînd regulile corespunzătoare unei armări de rezistenţă.

a. Armarea de rezistenţă este formată din două plase, dispuse la feţele diafragmei şi se realizează dintr-un oţel ductil (PC 60, PC 52, OB 37), sub forma de bare legate cu sîrmă la intersecţii. Plasele se pot preconfecţiona pe şantier, în care caz legăturile la intersecţii se pot realiza şi prin sudură prin puncte.

Procentele minime de armare pentru barele orizontale şi pentru cele verticale sînt date în tabelul 6 E din anexă şi se referă la totalitatea armăturilor din secţiune (cele două plase însumate). Diametrul minim al barelor: 6 mm. Distanţa maximă între bare: 250 mm între barele verticale şi 300 mm între cele orizontale).

Barele verticale au rolul de armături de montaj.

Cele două plase se leagă între ele prin agrafe ⌀ 6 mm, dispuse cîte 4 bucăţi /m² dacă barele plaselor sînt de diametre ⩽ 8 mm şi cîte 6 bucăţi/m² dacă $d > 8$ mm (fig. 8.44).



Fig. 8.44

b. *Armarea constructivă* se poate realiza *continuă* sau *discontinuă*. Cea continuă se prevede în următoarele cazuri:

— la toate clădirile cu grad de protecţie antiseismică > 7;

— la clădirile cu grad de protecţie antiseismică $\leqslant 7$, dacă sistemul constructiv este cu diafragme rare combinate cu cadre intermediare sau perimetrale (soluţia de tip „celular", cu diafragme numai pe perimetrele apartamentelor, soluţii cu nucleu central), precum şi la toate construcţiile cu mai mult decît parter + 4 etaje;

— la clădirile cu $H_{nivel} > 3$ m;

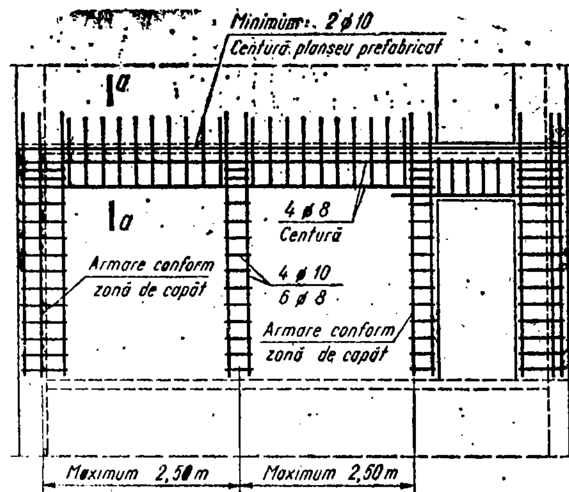
— la diafragmele cu solicitări transversale la încovoiere din diferenţa de temperatură (la calcane şi rosturi) şi la cele care mărginesc casa scării;

— la ultimul nivel, pentru îmbunătăţirea comportării diafragmelor la eforturile datorite dilataţiei termice a planşeului terasei;

— la nivelurile la care $0,5 < \bar{Q} \leqslant 0,7$.

Armarea constructivă continuă se realizează de regulă, din două plase sudate din STNB ⌀ 5 mm la 200 mm distanţă, dispuse la cele două feţe ale diafragmei şi legate între ele prin agrafe ⌀ 6 mm, cîte 4 bucăţi/m².

Armarea constructivă discontinuă se poate utiliza în cazurile necuprinse în enumerarea de mai sus. Se realizează ca în fig. 8.45, *a*, din carcase verticale la maximum 2,50 m distanţă, legate între ele prin centuri orizontale situate sub planşee. Carcasele verticale sînt formate din 4 sau 6 bare longitudinale, cu diametru ⩾ 8 mm şi etrieri ⌀ 6 mm la 200 mm distanţă, dispuşi ca în fig. 8.45, *b* traversînd rostul de turnare ca mustăţi.



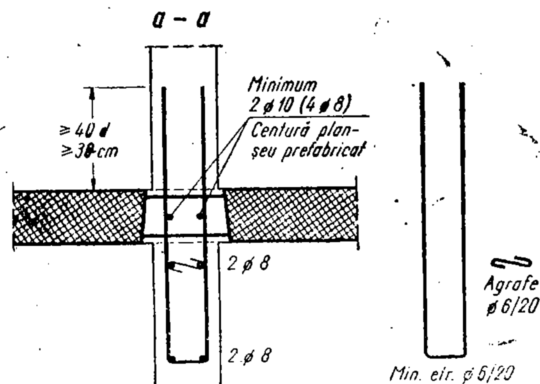


Fig. 8.45

8.7.5. Armături de capăt ale elementelor verticale

Armăturile verticale care rezultă necesare la capetele diafragmelor (montanţilor) din calculul la compresiune excentrică se dispun îni nteriorul etrierilor de la capetele respective conform fig. 8.46. Pentru aceste armături, diametrele minime sînt date în tabelul 8.16.

Tabelul 8.16

Zona seismică de calcul	Diametrul minim (mm) al barelor armăturii „A_a" pentru oţel:	
	PC 60, PC 52	OB 37
F	10	10
A . . . E	10	12

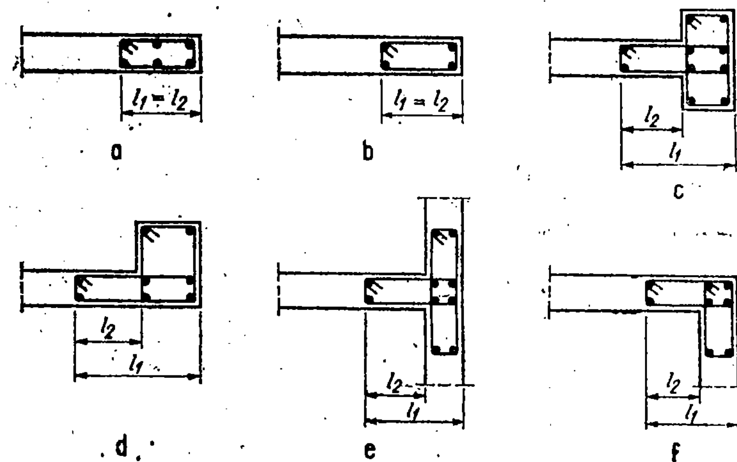


Fig. 8.46

Din fig. 8.46 şi din tabelul 8.17 rezultă numărul minim de bare longitudinale necesare constructiv pentru cele 6 tipuri uzuale de capete de diafragme (montanţi). În cazurile cînd numărul de bare rezultat din calcul este mai mic decît cel arătat în figură, diametrele minime date în tab. 8.16 se referă numai la barele rezultate din calcul şi cel puţin la:

— toate barele din fig. 8.46, *a* şi *b*.;

— cele 4 bare de la colţurile ieşinde din fig. 8.46, *c*, *d*, *e* şi *f*.

Tot pentru aceste bare sînt valabile şi distanţele maxime admise, arătate în tabelul 8.17.

Tabelul 8.17

Forma capătului	În fig. 8.46	Numărul minim constructiv de bare	Distanţa maximă admisă între barele verticale (mm)
lamelar exterior	*a*	6	250
lamelar spre un gol interior	*b*	4	250
cu bulb simetric	*c*	10	350 cînd b_p, $h_p \leq 400$ mm 250 cînd b_p, $h_p > 400$ mm
cu bulb într-o singură parte	*d*	8	
cu talpă simetrică	*e*	10	300
cu talpă într-o singură parte	*f*	8	300

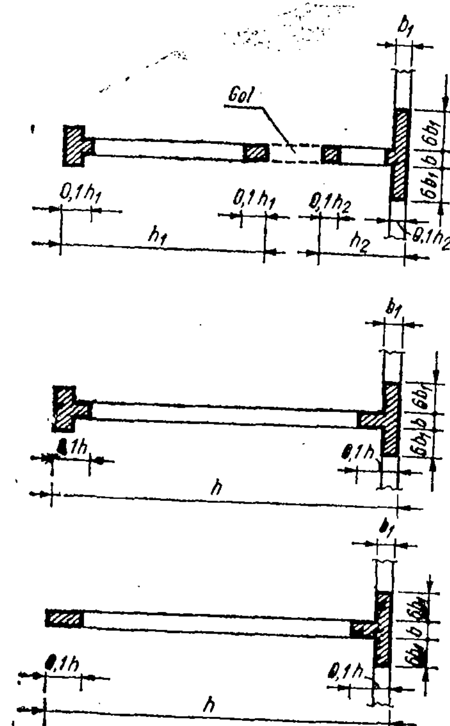


Fig. 8.47

Pentru celelalte bare, $d \geq 8$mm.

Procentele minime de armare la capetele elementelor verticale ale diafragmelor sînt date în tabelul 6 D din anexă. La stabilirea procentului de armare care se compară cu cel minim, se ţine seama de toate barele verticale din zonele haşurate din fig. 8.47, considerate ca active.

Observaţie. Din cercetări experimentale mai recente a rezultat că la diafragmele cu tălpi lăţimile de talpă pe care armăturile sînt active la întindere sînt în realitate mai mari decît cele prevăzute în instrucţiunile tehnice [118] şi arătate în fig. 8.47.

Se notează cu:

A_a — aria secţiunii armăturilor de rezistenţă din interiorul etrierilor de capăt, considerate în calcul (care respectă diametrele minime din tab. 8.16);

ΔA_a — aria secţiunii armăturilor verticale suplimentare cuprinse în zonele haşurate din fig. 8.47 şi care pot fi realizate din alt tip de oţel decît A_a.

Condiţiile de verificare a respectării procentului minim de armare din tabelul 6 D se pun sub forma:

$$\left.\begin{aligned} A_a &\geq 0,6\, p_{min} \frac{b\,h}{100} \\ A_a + \Delta A_a &\geq p_{min} \frac{bh}{100} \end{aligned}\right\} \qquad (8.7)$$

Procentul maxim de armare admis: $p_{max} = 1,0\%$.

Etrierii de capăt

Lungimea etrierilor după direcţia înălţimii inimii trebuie să fie astfel ca $l_1 = 0,1\ h$ (fig. 8.46). În plus, la diafragmele cu armare continuă pe inimă, etrierii trebuie să asigure lungimea de înnădire cu barele orizontale de pe inimă (în fig. 8.16: $l_2 \geq l_a$).

Pentru modul de dispunere a colţurilor de etrieri (agrafe) în raport cu poziţiile barelor longitudinale sînt valabile aceleaşi reguli ca pentru stîlpi (vezi paragraful 8.5.4).

Diametrul minim al etrierilor: 6 mm. Distanţele maxime admise între etrieri (agrafe) pe înălţime sînt date în tabelul 8.18.

Tabelul 8.18

Zona din diafragmă		Distanţe a_e maxime între etrieri (agrafe) pentru zona seismică de calcul: F	A...E
A		150 mm	120 mm $\leq$ 10 d
B	nivelurile curente	200 mm $\leq$ 15 d	
	ultimele două niveluri	200 mm	

d — diametrul minim al barelor verticale ale armăturii A_a definite la paragr. 8.7.5. (care respectă diametrele minime din tab. 8.16).

8.7.6. Armarea intersecţiilor cu alte diafragme şi cu planşeele

Intersecţiile între diafragme se armează constructiv cu carcase de forma din fig. 8.48. La diafragmele cu armare continuă pe inimă, lungimile în plan ale etrierilor trebuie să asigure înnădirea cu barele orizontale de pe inima ($l_2 \geq l_a$). Diametre minime:

— pentru barele longitudinale de tip (a) ... 10 mm;

— pentru barele longitudinale de tipul (b) ... 6 mm la diafragmele cu armare continuă pe inimă şi 8 mm la cele cu armare discontinuă;

— pentru etrieri .... 6 mm

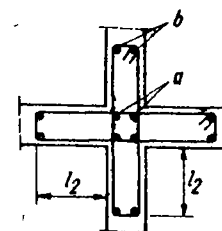


Fig. 8.48

Distanţa maximă între etrieri: 200 mm.

La *trecerile prin planşee,* secţiunea diafragmei nu trebuie să fie micşorată datorită rezemării plăcilor. În acest scop, dacă plăcile sînt prefabricate, se reazemă fie pe prelungitori metalici, fie provizoriu pe popi situaţi de o parte şi de alta a diafragmei. Se admit şi rezemări directe ale plăcilor prefabricate pe diafragme prin creneluri (console), dacă aria în plan a acestora nu reduce secţiunea diafragmei cu mai mult decît 15%.

Pe grosimea plăcii planşeului se prevede în diafragmă o centură armată longitudinal cu 4 bare Ø 8 mm sau 2 bare Ø 10 mm, care trebuie ancorate corespunzător în diafragmele de capăt.

8.7.7. Armarea riglelor de cuplare

Pentru diametrele minime ale barelor longitudinale şi etrierilor şi distanţele maxime admise între barele longitudinale se aplică aceleaşi reguli ca şi la grinzile obişnuite (paragraf. 8.6).

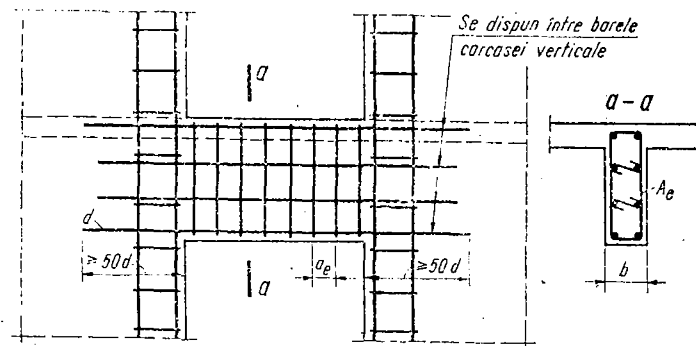
a. *Armarea ortogonală, cu bare longitudinale şi etrieri* (fig. 8.49) este formată din:

— *Barele longitudinale de rezistenţă* (pentru preluarea momentelor încovoietoare), dispuse la partea superioară şi la cea inferioară a secţiunii. La

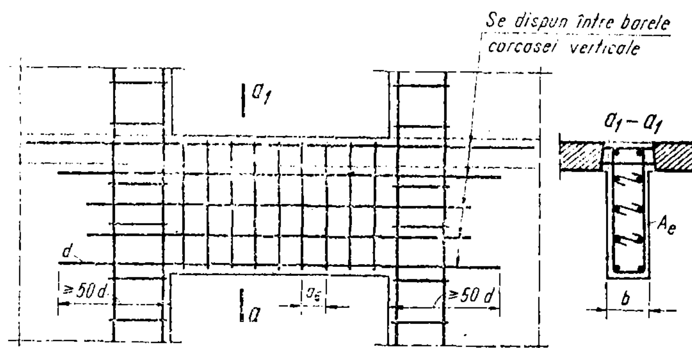
riglele turnate în două etape (prima etapă, turnată odată cu diafragma, pînă sub placa prefabricată a planşeului şi a doua etapă, turnată ulterior, pe grosimea plăcii); cînd secţiunea activă a riglei se consideră numai cea din prima etapă, barele longitudinale superioare se prevăd în înălţimea acesteia, iar în suprabetonare se continuă armarea curentă a centurii (fig. 8.49, *b*). Diametru minim: 10 mm.

— *Barele longitudinale intermediare*, dispuse constructiv pe feţele laterale. Diametru minim: 8 mm. Procentul de armare suplimentar realizat prin aceste bare, raportat la bh, va fi cel puţin 0,12% la construcţiile din zona seismică F şi cel puţin 0,20% la cele din zonele seismice de calcul A...E

— *Etrierii*, care se prevăd pe toată înălţimea riglei, inclusiv suprabetonarea în cazul riglelor turnate în două etape, Diametru minim: 6 mm. Distanţa maximă admisă între etrieri: $a_e < b$, $a_e < 15\,d$ (d — diametrul minim al barelor longitudinale de rezistenţă).



a. *Buiandrug turnat într-o etapă*



b. *Buiandrug turnat în două etape*

Fig. 8.49

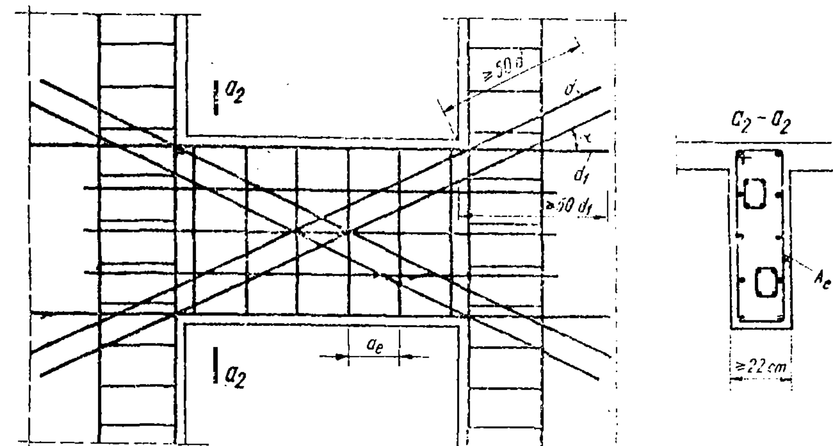


Fig. 8.50

b. *Armarea cu bare înclinate încrucişate* (fig. 8.50) este recomandată la riglele puternic solicitate din acţiuni seismice şi avînd $l_0/h \leq 1{,}5$ (l_0 — lumina liberă a golului) şi $b \geq 22$ cm. Pentru barele longitudinale şi etrieri rămîn şi în acest caz valabile aceleaşi reguli constructive ca şi în sistemul de armare ortogonală.

8.8. PREVEDERI SUPLIMENTARE PENTRU PLĂCI

În capitolul de faţă sînt date elementele necesare pentru alcătuirea constructivă a plăcilor planşeelor din clădirile civile şi industriale, cu rezemări continue pe grinzi sau pe pereţi. Nu au putut fi cuprinse şi prevederile referitoare la unele categorii de plăci pentru care prescripţiile de proiectare fac parte integrantă din cele ale unor tipuri speciale de structuri, cum sînt: planşeele-dală rezemate direct pe stîlpi (fără grinzi), planşeele ciuperci, plăcile circulare pentru acoperirea recipienţilor cilindrici, plăcile zidurilor de sprijin etc.

S-a insistat mai mult asupra detaliilor de alcătuire şi armare pentru plăci monolite, avînd în vedere că pentru plăcile şi fişiile de planşeu prefabricate, care de regulă sînt tipizate şi se execută uzinat, detaliile necesare se găsesc în cataloagele şi proiectele tip respective.

8.8.1. Grosimile plăcilor

La dimensionarea grosimii plăcilor se va ţine seama de următoarele cerinţe:

— procentul mediu de armare să se încadreze de regulă în limite economice (sub 0,8% la plăcile armate pe o direcţie şi sub 0,5% la cele armate pe două direcţii);

— deformaţiile să respecte limitele admise, conform tabelului 18 din anexă;

— la clădirile civile, să fie asigurată masa necesară pentru realizarea izolării la zgomote cerută de prescripţii;

— la clădirile industriale etajate şi în general la planşeele cu încărcări concentrate mari să se asigure rezistenţa la străpungere.

Grosimea minimă admisă: 60 mm la plăcile monolite (50 mm la cele ale planşeelor cu nervuri dese fără corpuri de umplutură), 30 mm la plăcile prefabricate, în condiţiile în care grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor rezultă cea minimă de 10 mm. Orice majorare necesară la grosimea stratului de acoperire cu beton conform cerinţelor de la paragraful 8.2 se adaugă şi la grosimea minimă admisă pentru placă.

Suplimentar, în funcţie de natura clădirilor, se recomandă ca grosimile plăcilor monolite să nu scadă sub următoarele valori:

— la planşee de acoperiş: 60 mm;

— la planşeele intermediare ale clădirilor civile: 70 mm, dacă din condiţii de izolare fonică nu rezultă grosimi mai mari;

— la planşeele intermediare ale clădirilor industriale etajate (hale de producţie, depozite): 80 mm;

— la planşee carosabile: 100 mm.

Pentru ca structura planşeului în ansamblu să fie conformată raţional, se va urmări ca deschiderile plăcilor să fie astfel stabilite încît, cu grosimile impuse de considerentele de mai sus, să fie utilizate economic (să nu rezulte armate constructiv la procentele minime de armare).

Grosimile plăcilor vor fi de regulă multiplu de 10 mm.

8.8.2. Armături. Prevederi generale

Plăcile se armează cu plase sudate din STNB sau STPB sau cu bare montate individual din oţel laminat, formînd plase legate cu sîrmă. Pentru plăcile prefabricate uzinate, inclusiv cele ale fîşiilor nervurate, armarea se realizează de regulă din plase sudate, proiectate în mod special pentru elementele respective şi executate în atelierele fabricilor de prefabricate care le produc. Utilizarea plaselor sudate este avantajoasă şi pentru plăcile monolite sau prefabricate pe şantier, în care caz trebuie să fie utilizate plasele tipizate livrate de industrie, pe baza catalogului fabricii producătoare (vezi tabelul 20 din anexă).

La elementele situate in medii cu agresivitate medie sau puternică (v. tabelul 8.5) se interzice utilizarea plaselor sudate din sîrmă trasă mată (STNB).

Diametrele minime admise penru armăturile de rezistenţă şi pentru cele de repartiţie sînt arătate în tabelul 8.19.

Numărul minim de bare pe metru în zonele întinse, în funcţie de grosimea h_p a plăcii:

$h_p \leq 300$ mm .... 5 bare/m

300 mm $< h_p \leq 400$ mm .... 4 bare/m.

$h_p > 400$ mm .... 3 bare/m.

Numărul maxim de bare/m recomandat, în cîmp şi pe reazem: 12 bare/m.

Procentele minime de armare pentru plăci sînt date în tabelul 6 A din anexă.

Tabelul 8.19

Tipuri de armături		Diametre minime (mm) pentru armăturile: de rezistenţă: barele drepte de la partea inferioară a plăcii	Diametre minime (mm) pentru armăturile: de rezistenţă: barele înclinate şi cele dispuse la partea superioară	de repartiţie
bare laminate individuale	PC 60, PC 52	6	6	6
	OB 37		8	
plase sudate din STNB sau STPB	plăci monolite	5		4
	plăci prefabricate	4		3

8.8.3. Prevederi de detaliu pentru armarea cu bare individuale

În fig. 8.51 sînt prezentate schematic modurile de dispunere a armăturii de rezistenţă în diferite cazuri caracteristice. Pentru plăcile armate pe două direcţii, aceleaşi moduri de dispunere a armăturilor se referă la ambele direcţii.

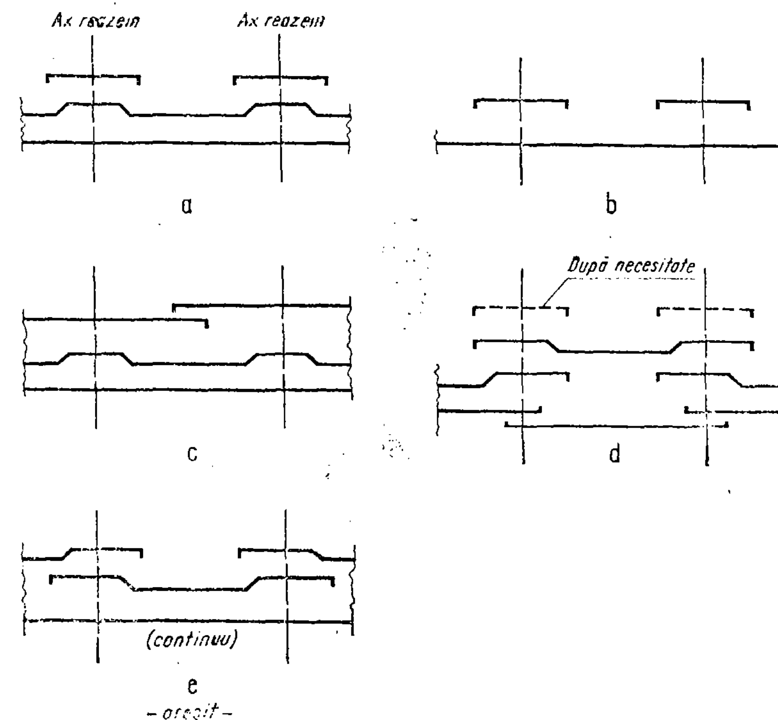


Fig. 8.51

— În cazul curent al armării cu bare cu diametre pînă la 10 mm inclusiv, care se livrează în colaci de lungimi mari, este preferabil ca barele drepte de la partea inferioară şi cele ridicate să se realizeze continue (dintr-o bucată) pe toată lungimea planşeului, completate pe reazeme cu bare locale (călăreţi) ca în fig. 8.51, *a*. Fasonarea barelor înclinate se face în acest caz la faţa locului, pe cofrajul plăcii.

— La plăcile cu deschideri pînă la 2 m se recomandă armarea mai simplă, fără bare înclinate, din fig. 8.15, *b*.

— La plăcile cu încărcări temporare mari în raport cu cele permanente, la care intervin şi momente negative în cîmpuri, se utilizează schema de armare din fig. 8.51, *c*, cu bare continue şi la partea superioară, ale căror înnădiri, dacă sînt necesare, se prevăd în mijlocul deschiderilor.

— Sistemul din fig. 8,51, *d*, cu bare separate pe fiecare deschidere, devine necesar cînd se folosesc armături cu diametre ⩾ 12 mm, care se livrează de regulă la lungimi pînă la 12 m şi care necesită fasonarea prealabilă în atelier. Soluţia din fig. 8.51, *e* este incorectă, întrucît nu permite alternarea pe reazeme a poziţiilor barelor înclinate.

În fig. 8.52 este arătată exemplificativ schema de armare pentru o placă continuă avînd o deschidere mică între două deschideri mari, cu momente negative pe toată deschiderea mică.

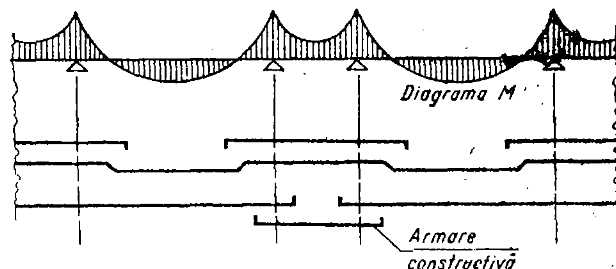


Fig. 8.52

Numărul de bare pe metru trebuie stabilit astfel ca distanţele între bare să fie ordonate, ceea ce simplifică montajul şi controlul poziţionării armăturilor. De aceea numărul de bare pe metru din aceeaşi placă trebuie să fie multiplu de un modul (2,5; 3; 3,5; 4 etc.). Exemple sînt date în fig. 8.53. Se recomandă ca la armăturile de rezistenţă ale unei plăci să se utilizeze cel mult două tipuri de diametre.

Armăturile de la partea superioară a plăcii, pentru preluarea momentelor negative de pe reazeme, se prelungesc de o parte şi de alta a reazemului astfel ca să acopere întreaga zonă de momente negative. Dacă nu se face un calcul al lungimii l_c necesare (fig. 8.54), se va lua de fiecare parte a reazemului $l_c = 1/4$ din cea mai mare dintre luminile libere $l_{0(1)}$ şi $l_{0(2)}$ ale deschiderilor adiacente. La rapoarte mari între încărcarea temporară şi cea permanentă, devin necesare lungimi l_c sporite, putîndu-se ajunge la forma din fig. 8.51, *c* cu armare continuă la partea superioară a plăcii.

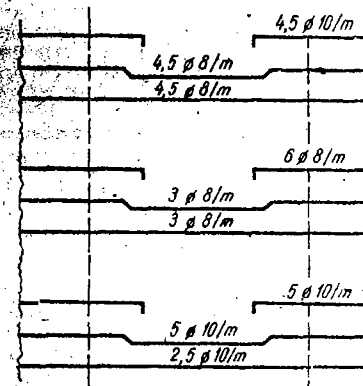


Fig. 8.53

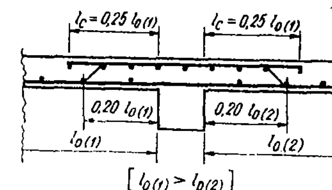


Fig. 8.54

Secţiunile de înclinare a barelor vor fi amplasate la distanţe suficient de mari de la marginile reazemelor (de regulă 1/5 din lumina liberă a plăcii în deschiderea respectivă), pentru ca barele înclinate să poată fi utilizate eficient la preluarea momentelor negative de pe reazeme. La plăci cu încărcări mari (de exemplu radiere) în situaţiile speciale cînd $\bar{Q} > 0{,}75$ şi deci folosirea barelor înclinate este necesară pentru preluarea forţelor tăietoare, secţiunile de înclinare se vor prevedea începînd dn imediata vecinătate a reazemelor.

La plăcile armate pe o singură direcţie (fig. 8.55) se prevăd pe direcţia perpendiculară pe cea a armăturilor de rezistenţă armături constructive:

— în zonele întinse din cîmp şi de pe reazeme, o armătură de repartiţie avînd secţiunea pe metru egală cu cel puţin 15% din secţiunea pe metru a armăturii de rezistenţă, la planşeele obişnuite şi 25% la cele cu încărcări concentrate mari, dar cel puţin 4 ⌀ 6 mm/m;

— pentru preluarea momentelor locale de încastrare pe reazemele de continuitate de pe direcţia laturii mari a plăcii $l_{0(1)}$, călăreţii prelungiţi de o parte

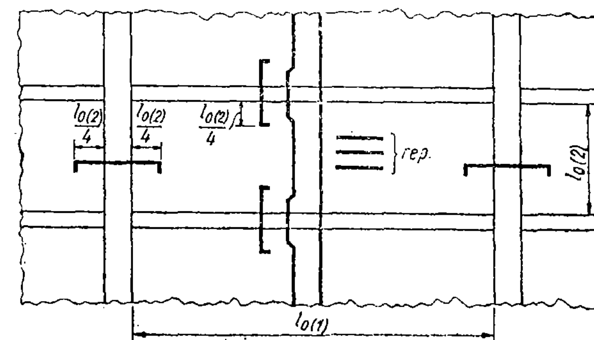


Fig. 8.55

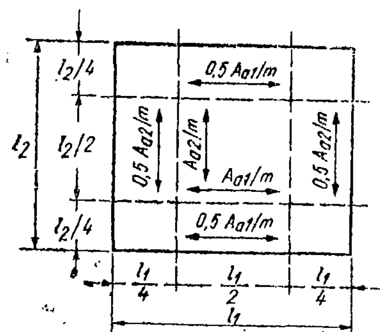


Fig. 8.56

şi de alta a reazemelor cu ($l_{0(2)}/4$) de regulă 5 Ø 8/m dacă sînt din OB 37 şi 6 Ø 6/m dacă sînt din PC 52 sau PC 60.

La plăcile armate pe două direcţii, în sferturile marginale ale fiecărei deschideri, secţiunea de armătură pe metru din cîmp rezultată din calcul poate fi redusă la jumătate (fig. 8.56), cu respectarea procentelor minime de armare date în tabelul 6 A din anexă. De obicei, această reducere devine practic eficientă numai la plăci cu deschideri mari (de la 5 m în sus) sau cu încărcări importante.

8.8.4. Prevederi de detaliu pentru armarea cu plase sudate

În fig. 8.57 este arătat modul de dispunere, de înnădire şi de reprezentare convenţională a armării cu plase sudate pentru o placă armată pe o direcţie, în cîmp (a) şi pe reazem (b), cînd plasele sînt aşezate pe un singur rînd.

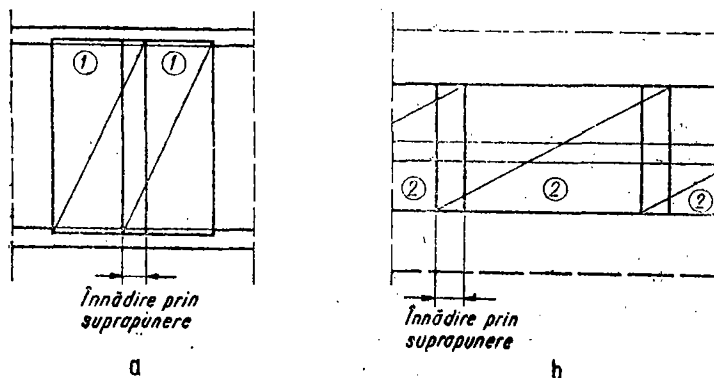


Fig. 8.57

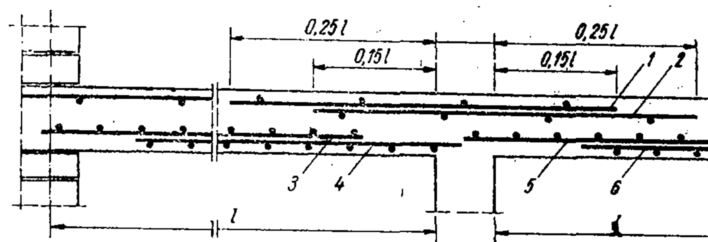


Fig. 8.58

După necesitate, plasele sudate se pot dispune şi pe două rînduri suprapuse, ca în fig. 8.58, în care caz plasele de pe al doilea rînd se pot întrerupe în raport cu diagrama înfăşurătoare a momentelor maxime, în modul arătat în figură.

Observaţie. În fig. 8.58, barele (1) sînt în acelaşi plan cu (2), la fel (3) cu (4) şi (5) cu (6), fiind reprezentate în planuri diferite numai pentru a se putea distinge mai clar.

În fig. 8.59 este arătată dispunerea pe două rînduri a plaselor sudate în cîmpul unei plăci armate pe două direcţii, cu întreruperea înainte de reazeme a plaselor de pe rîndul 2.

Diverse alte detalii referitoare la armarea plăcilor cu plase sudate sînt date în Instrucţiunile tehnice [117] (vezi şi [37]).

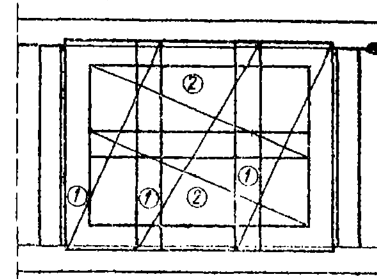
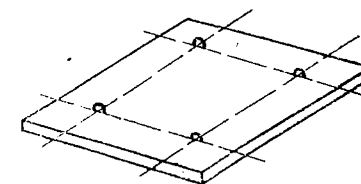


Fig. 8.59



——— Direcţiile armăturilor suplimentare

Fig. 8.60

8.8.5. Armături suplimentare la plăcile prefabricate

La plăcile prefabricate (panouri, semipanouri etc.) pot rezulta necesare armături suplimentare locale pentru preluarea solicitărilor din fazele de transport şi montaj, în funcţie de poziţiile punctelor de suspendare. Un exemplu este arătat în fig. 8.60.

BIBLIOGRAFIE

A. Publicaţii

[1] Abdel-Fattah, B. şi Wight, J. K.: *Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of R/C Buildings*. In; A.C.I. Structural Journal, nr. 1/1987.

[2] A.C.I. Committee 340: *Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of A.C.I. 318–77*. SP-17, American Concrete Institute, Detroit, 1981.

[3] A.C.I.: *Manual of Concrete Practice 1985* (vol. 1–5). American Concrete Institute, Detroit, 1985.

[4] Agent, R.: *Propuneri privind îmbunătăţirea prescripţiilor referitoare la calculul stîlpilor din beton armat flexibili, supuşi la compresiune excentrică*. În: A V-a Conferinţă de betoane, Timişoara, 1972, vol. II, pag. 355 – 365.

[5] Agent, R.: *Calculul simplificat al deformaţiilor de încovoiere ale grinzilor din beton armat*. În: Cnstrucţii, nr. 2/1973

[6] Agent, R.: *Construcţii din beton armat* (litografiat). Institutul de Construcţii Bucureşti, 1979 (vol. II) şi 1984 (vol. V).

[7] Agent, R. și Bînuț, V.: *Calculul structurilor din beton armat cu stîlpi zvelți*. Ed. Tehnică București, 1979.

[8] Agent R. și Constantinescu, D.: *Dimensionarea directă și optimizarea armăturii la elementele de beton armat cu secțiune dreptunghiulară solicitate la compresiune cu excentricitate oblică*. În: Construcții, nr. 5/1984.

[9] Agent, R., Dumitrescu, D. și Postelnicu, T.: *Noile prevederi ale standardului privind calculul și alcătuirea elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat — STAS 10.107/0 — 90 Referat de sinteză*. În: A XIV-a Conferință de betoane, Cluj-Napoca, oct. 1988, vol. 4,

[10] Agent, R. și Postelnicu, T.: *Calculul structurilor cu diafragme din beton armat*. Ed. Tehnică, București, 1982 (vol. I) și 1983 (vol. II).

[11] Albigès, M. și Mingasson, M.: *Théorie et pratique du béton armé aux états limites*. Eyrolles, Paris, 1981.

[12] Aoyama, H.: *Mechanical Properties of Concrete Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions* General Report, AICAP — CEB Symposium, Roma, 1979. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 131, apr. 1979.

[13] Avram, C., Deutsch, I., Pop, A. și Weisz-Birnholz, A.: *Proiectarea economică a elementar de construcții din beton armat*. Ed. Facla, Timișoara, 1979.

[14] Avram, C., Făcăoaru, I., Filimon, I., Mîrșu, O. și Tertea, I.: *Rezistențele și deformațiile betonului*. Ed. Tehnică, București, 1971.

[15] Baicov, V.N. și Sigalov, E.E.: *Jelezobetonnîe konstrukții — obșcii kurs*. Stroizdat, Moscova, 1978.

[16] Bertero, V.V.; *Seismic Behaviour of Structural Concrete Liniar Elements (Beams, Columns) and Their Connections*. AICAP—CEB Symposium, Roma, 1979. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 131, apr. 1979.

[17] Bertero, V. V. și Popov, E. P.: *Hysteretic Behaviour of Ductile Moment-Restisting Reinforced Concrete Frame Components*. In: Report EERC 75-16, University of California, Berkeley, 1975.

[18] Bonze', J., Bub, H. și Funk, P.: *Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen*. W. Ernst & Sohn, Berlin, 1972.

[19] Branson D.: *Deformation of Concrete Structures*. Mc Graw Hill, New York, 1977.

[20] Breen, J. E. și Ferguson, Ph. M.: *Long Cantilever Columns Subject to Lateral Forces*. In: Journal of the A.C.I., nov. 1969.

[21] Cărare, T.: *Oțeluri superioare pentru beton armat și beton precomprimat*. Ed. Tehnică, București, 1969.

[22] C.E.B.: *Design Manual on Bukling and Stability* In: Bulletin d'Information CEB nr. 123, dec. 1977

[23] C.E.B.: *Design Manual on Cracking and Deformations*. În: Bulletin d'Information CEB, nr 159/1985.

[24] C.E.B. — F.I.P.: *Manual on Bending and Compression — Design of Sections Under Axial Action Effects at the Ultimate Limit State*. Construction Press, Londra — New York, 1982.

[25] Cistiakov, E. A. și Belikov, V. A.: *Izghib i vnețentrennoe sjatie korotkih i ghibkih elementov*. In: Beton i jelezobeton, nr. 5/1971.

[26] Cișmigiu, Al.: *După 4 martie 1977*. In: Arhitectura, nr. 4/1977.

[27] Constantinescu, D. și Postelnicu, T.: *Rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat*. În: Construcții, nr. 1/1979.

[28] Constantinescu D. și Postelnicu, T.: *Aseismic Design Criteria Corelating Strength, Stiffness and Ductility for Simple R.C. Structures*. In: Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, Atena, sept. 1982, vol. 4, pag. 49—56.

[29] Constantinescu D, Rosetnic, V. și Neacșu, M.: *Aspecte privind proiectarea secțiunilor dreptunghiulare de beton armat la compresiune excentrică oblică*. In: Construcții, nr. 1/1984.

[30] Dilger, W. H., Koch, R. și Kowalczyk, R.: *Ductility of Plain and Confined Concrete Under Different Strain Rates*. In: Journal of the A.C.I., nr. 1/1984.

[31] Dowrick, D. J.: *Earthquake Resistant Design*. J. Wiley &. Sons, New York, 1977.

[32] Dumitrescu, D.: *Analiza comparativă a nivelului prescripțiilor de proiectare a elementelor și structurilor de beton armat din mai multe țări europene*. In: Construcții, nr. 11/1979..

[33] Dumitrescu, D., Agent, R. și Sandi H.: *Redactarea îmbunătățită a normativului romînesc pentru proiectarea antiseismică a construcțiilor (P. 100—81)*. Prezentare și comentarii. In: Construcții, nr. 12/1981.

[34] Dumitrescu, D., Agent, R., Nicula I. ș.a. *Îndrumător pentru proiectarea și calculul construcțiilor din beton, beton armat și beton precomprimat*. Ed. Tehnică, București, 1978.

[35] Dumitrescu D., Agent, R., Constantinescu, D. și Postelnicu, T.: *Probleme generale de concepție și calcul în proiectarea antiseismică a construcțiilor din beton armat* — Raport de sinteză. În: Conferința a XI-a de betoane, Timișoara, 1982, vol. 4, pag. 43—56 (vezi și în: Construcții, nr. 2/1983).

[36] Dumitrescu, D., Agent, R. și Pavel, C.: *Perfecționarea metodelor de proiectare a elementelor și structurilor din beton armat și beton precomprimat*. În: Construcții, nr. 12/1986.

[37] Dumitrescu, D. și Calmanovici, G. *Proiectarea armării elementelor de beton armat cu plase sudate*. Ed. Tehnică, București, 1973.

[38] Dumitrescu, D., Constantinescu, D. și Postelnicu, T.: *Probleme ale alcăturii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice*. În: Construcții, nr. 8/1979.

[39] Dumitrescu, D., Constantinescu, D. și Postelnicu, T.: *Probleme ale comportării structurilor din beton armat la acțiuni seismice*. În: Construcții, nr. 3/1984.

[40] Dumitrescu, D., Nicula, I. și Wintze, A.: *Beton armat* (litografiat). Institutul de Construcții București, 1974.

[41] Dumitrescu, D. și Postelnicu, T.: *Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice*. În: Construcții, nr. 1/1979.

[42] Enescu, Șt.: *Marca betonului — Clasa betonului*. În: Construcții, nr. 11/1980.

[43] Filimon, I. și Deutsch, I.: *Curs de beton armat și beton precomprimat* (litografiat), Institutul Politehnic „Traian Vuia", Timișoara, 1979.

[44] Fintel, M. ș.a.: *Handbook of Concrete Engineering*. Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1974.

[45] Franz, G.: *Konstruktionslehre des Stahlbetons*. Springer-Verlag, Berlin, 1970 (vol. 1, ed. 3) și 1969 (vol. 2).

[46] Gilbert, R. J.: *Deflections Control of Slabs Using Allowable Span to Depth Ratios*. In: Journal of the A.C.I., ian.-febr. 1985.

[47] Gouwens, A. J.: *Biaxial Bending Simplified*. In: Reinforced Concrete Columns. SP-50, American Conerete Institute, Detroit, 1975, pag. 233—262.

[48] Grasser, E.: *Bemessung von Beton-und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045, Ausgabe 1978*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 220. W. Ernst & Sohn, Berlin, 1979.

[49] Grasser, E. și Pratsch, G.: *Biegung mit Längskraft, Querkraft, Torsion und Durchstanzen nach Eurocode 2 bzw. DIN 1045/DIN 4227*. In: Beton- und Stahlbetonbau, nr. 1/1985.

[50] Green, R. și Breen, J. R.: *Eccentrically Loaded Concrete Columns Under Sustained Load*. In: Journal of the A.C.I., nov. 1969.

[51] Gvozdev, A. A., Dmitriev, S. și Lessig, N.: *O strukture i obscih polojeniah novîh norm proiektirovania konstrukții*. In: Beton i jelezobeton, nr. 5/1971.

[52] Hangan, S. și Crainic, L.: *Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor*. Ed. Academiei R.S.R., București, 1980. Cap. 12. Deformațiile elementelor de beton armat sub încărcări. Ductilitatea elementelor de beton armat.

[53] Kato, B.: *Mechanical Properties of Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions* General Raport, AICAP — CEB Symposium, Roma, 1979. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 131, apr. 1979.

[54] Lacroix R., Fuentes, A. și Thonier, H.: *Traité de beton armé*. Eyrolles, Paris, 1982.

[55] Leonhardt, Fr. și Mönnig, G.: *Vorlesungen über Massivbau*. Springer-Verlag, Berlin, 1973 (Teil I. Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, ed.2), 1975 (Teil II. Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau, ed. 2) și 1977 (Teil III. Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonban, ed. 3).

[56] Leonhardt, Fr.: *Vorlesungen über Massivbau*. Teil IV. Nachweis der Gebrauchfähigkeit, ed. 2. Springer-Verlag, Berlin, 1977.

[57] Leonhardt, Fr.: *Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken*. In: Beton-und Stahlbetonbau, nr. 8 și 9/1965.

[58] Leonhardt, Fr., Thürlimann, B ș.a.: *Manuel de calcul C.E.B.Effort tranchant-Torsion*. In; Bulletin d'Information CEB, nr. 92/1973.

[59] Litzner, H. U.: *Grundlagen der Bemessung und Nachweis der Grenzzustände nach Eurocode 2*. In: Beton- und Stahlbetonbau, nr. 1/1985.

[60] Lukose, K., Gergely, P. și White, R. N.: *Behaviour of Reinforced Concrete Lapped Splices for Inelastic Cycling Loading*. In: Journal of the A.C.I., nr. 2/1982.

[61] Mac Gregor, J.G., Breen, J. E. și Pfrang, E. O.: *Design of Slender Concrete Columns*. Back — ground to Material Being Considered for the Next A.C.I. Building Code. In: Journal of the A.C.I., ian., 1970.

[62] Mac Gregor, J. G., Oelhafen, U. H. și Hage, S. E.: *A Re-examination of the EI Value for Slender Columns*. In: Reinforced Concrete Columns, SP-50, American Concrete Institute, Detroit, 1975, pag. 1—40.

[63] Mîrșu, O. și Pop, A.: *Calculul la compresiune excentrică al secțiunilor inelare de beton armat, pline și cu goluri*. In: Construcții, nr. 2/1976.

[64] Mulin, N. M.: *Sterjnevaia armatura jelezobetonnih konstrukțiî*. Stroiizdat, Moscova, 1974.

[65] Nicula, I. și Onej, Tr.: *Beton armat*. Ed. Didactică și pedagogică, București, 1982.

[66] Obst, A.: *Bemessung von Kreisquerschnitten auf Schub*. In: Beton- und Stahlbetonbau nr. 12/1981.

[67] Olaru, D. şi Diaconu D.: *Cercetări privind ductilitatea secţiunilor inelare de beton armat* In: Construcţii, nr. 2/1980.
[68] Olaru, D. şi Diaconu, D.: *Noi cercetări privind ductilitatea secţiunilor inelare de beton armat* In Construcţii Nr/1983
[69] Park, R. şi Gamble, W. L.: *Reinforced Concrete Slabs*. J. Wiley & Sons, New York, 1980
[70] Park, R. şi Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*. J. Wiley & Sons, New York, 1975
[71] Paulay, T.: *Lapped Splices in Eearthquake Resisting Columns*. In: Journal of the A.C.I., nr. 6/1982.
[72] Paulay, T.: *A Consideration of P-Delta Effects in Ductile Reinforced Concrete Frames*. In: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, sept. 1978.
[73] Paulay, T.: *Developments in the Seismic Design of Reinforced Concrete Frames in New Zealand*. In: Canadian Journal of Civil Engineering, nr. 2/1981.
[74] Paulay, T.: *A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of Building Code Requirements for Reinforced Concrete (A.C.I. 318—82)*. In: Journal of the A.C.I., martie-aprilie 1986.
[75] Pavel, C.: *Construcţii din beton armat, partea I* (litografiat). Institutul de Construcţii Bucureşti, 1981.
[76] Poliakov, L. P., Lîsenko, E. F. şi Kuzneţov, L. V.: *Jelezobetonnîie konstrukţii*. Izd. „Vişa şkola", Kiev, 1984.
[77] Popov, E. E.: *Bond and Anchorage of Reinforcing Bars Under Cyclic Loading*. In: Journal of the A.C.I., nr. 4/1984.
[78] Postelnicu, T.: *Contribuţii la proiectarea antiseismică a structurilor cu diafragme de beton armat*. Teză de doctorat, Institutul de Construcţii Bucureşti, 1980.
[79] Postelnicu, T. şi Vanghele, N: *Noile prevederi ale prescripţiilor pentru calculul deformaţiilor de încovoiere ale elementelor de beton armat*. In: Construcţii, nr. 1/1987.
[80] Pulmano, V. A. şi Shin, Y. S.: *Simplified Finite-Element Analysis of Deflections of Reinforced Concrete Beams*. In: A.C.I. Structural Journal, nr. 4/1987.
[81] Quast, U.: Nachweis der Knicksicherheit nach Eurocode 2. In: Beton-und Stahlbetonbau nr. 1/1985.
[82] Rehm, G. ş.a.: *Hinweise zu DIN 1045, Ausgabe Dezember 1978*. Erläuterungen der Bewehrungsrichtlinien. In: Deutscher Ausschluss für Stahlbeton, Heft 300. W. Ernst & Sohn, Berlin, 1979.
[83] Robinson, J. R.: *Éléments constructifs spéciaux du béton armé*. Eyrolles, Paris, 1975.
[84] Rüsch, H.: Strahlbeton — Spannbeton, Band 1: *Werkstoffeigenschaften und Bemessungsverfahren*. Werner-Verlag, Düseldorf, 1972.
[85] Salmon, C.C. şi Wang. C.K. *Concrete Reinforced Structures*. Intext Educational Publishers, New York, 1973.
[86] Scott, B. D., Park, R. şi Priesley, M.J.N.: *Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates*. In: Journal of the A.C.I., nr. 1/1982.
[87] Scribner, Ch. F.: *Reinforcement Buckling in Reinforced Concrete Flexural Members*, In: Journal of the A.C.I., nr 6/1986.
[88] Sheikh, Sh. A.: *A Comparative Study of Confinement Models* In: Journal of the A.C.I. nr. 4/1982.
[89] Sheikh, Sh. A. şi Uzumeri, S. M.: *Mechanism of Confinement in Tied Columns*. In: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 7, pag. 71—78.
[90] Siemer, H. şi Kröger, R.: *Die Bemessung von Kreis- und Kreisringquerschnitten bei Biegung mit Normalkraft und Beliebiger Beachrung*. In: Beton- und Stahlbetonbau, nr. 7/1981.
[91] Stoicovici, D. şi Şerb, I.: *Tabele, abace şi exemple pentru calculul elementelor din beton armat la compresiune excentrică oblică*, vol. III. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1979.
[92] Şerb, G. A.: *Calculul secţiunilor dreptunghiulare din beton armat solicitate la încovoiere oblică*. În: Construcţii, nr. 2/1984.
[93] Tal, K. E. şi Cistiakov, E. A.: *Rasciot nesuşcei sposobnosti ghibkih jelezobetonîh elementov* In: Rasciot i konstruirovanie elementov jelezobetonnîh konstrukţii. Stroîzdat, Moscova 1964.
[94] Tanaka Y., Kaneko, Y. şi Yashiro, H.: *The Confining Effect on Plastic Hinge in Reinforced Concrete Short Columns Under Cyclic Shear Leadings*. In: Proceedings of the Eight World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, vol V, pag. 829—836. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1984.
[95] Tertea I., Oneţ, Tr. şi Păcurar, V.: *Proiectarea betonului armat*, ed. 3. Ed. Didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1984.
[96] Tertea, I., Oneţ, Tr. şi Szigeti, I.: *Comportarea în domeniul postelastic a stîlpilor de beton armat la scară naturală solicitaţi la compresiune cu momente încovoietoare şi forţe tăietoare alternante*. In: Construcţii, nr. 4/1983.
[97] Thonier, H.: *Comparaison pratique du code-modèle C.E.B. 78 et des règles BAEL 80*. In: Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, mai 1982.

[98] Thonier, H.: *Le projet de béton armé*. SEBTP — ISBN, Paris, 1987.
[99] Ţ.N.I.I. Promzdanii — N.I.I.J.B.: *Rukovodstvo po proiektirovaniu betonnîh i jelezobetonnîh konstrukţii iz tiajolovo betona (bez predvaritelnovo napriajenia)*. Stroiizdat, Moscova, 1977.
[10] Umehara, H. şi Jirsa, J. O.: *Behavior and Design of Short R.C. Columns*. In: Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, vol.V, pag. 877—884. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1984.
[101] Viorel, G.: *Calculul plăcilor de beton armat la străpungere excentrică*. In: Construcţii, nr. 10—11/1985 (vezi şi „Calculul plăcilor de beton armat la străpungere" teză de doctorat, Institutul Politehnic Cluj-Napoca, 1984).
[102] Weng, Y. J. şi Ma, B.M.: *Ductility of R/C Columns with Various Types of Ties and Stirrup Ratios*. In: Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, vol. V, pag. 837—844. Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1984.
[103] Zalesov, A. S., Iliin, O.F. şi Rolle, L. K.: *Procinosti i trescinoustoicivosti jelezobetonnîh elementov pri deistvii poperecinîh sil i kriucenia*. In: Beton i jelezobeton, nr. 5/1971.

B. Prescripţii româneşti, străine şi internaţionale.

[104] A.C.I. Committee 318: *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (A.C.I. 318—83) and Commentary*. American Concrete Institute, Detroit, 1983.
[105] A.C.I. 315—80: *Details and Detailing of Concrete Reinforcement*. American Concrete Institute, Detroit, 1980.
[106] Applied Technology Council (A.T.C.): *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*. U. S. Government Printing Office, Washington, iunie 1978.
[107] B.A.E.L. 83: *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*. Eyrolles, Paris, 1985.
[108] C.28—83: *Instrucţiuni tehnice pentru sudarea armăturilor de oţel beton*. Colecţia de normative şi instrucţiuni ICCPDC, Bucureşti, nr. 275/1983.
[109] C. 140—86: *Normativ pentru executarea lucrărilor din beton şi beton armat*. Colecţia de normative şi instrucţiuni, ICCPDC, Bucureşti, nr. 354—356/1987.
[110] C.E.B. — F.I.P.: *Code-Modèle pour les structures en béton*; ed. 3. In: Bulletin d'Information CEB, aprilie 1978.
[111] C.E.B. — F.I.P.: *Model Code for Seismic Design of Concrete Structures*. In: Bulletin d'Information CEB, nr. 160—160 bis, 1983.
[112] C.P. 100: *Code of Practice for the Structural Use of Concrete*. British Standard Institution, nov. 1972.
[113] D.I.N. 1045: *Beton und Stahlbetonbau*. Bemessung und Ausführung. Berlin, Beuth-Vertieb GmbH, 1978.
[114] N.S.Z. 3101, part. 1: *Code of Practice for the Design of Concrete Structures*. Standard Association of New Zealand, 1982.
[115] N.S.Z. 3101, part 2: *Commentary on the Design of Concrete Structures*. Standard Association of New Zealand, 1982.
[116] P.10—86: *Normativ privind proiectarea şi executarea lucrărilor de fundaţii directe la construcţii*. In: Buletinul Construcţiilor, vol. 1/1987.
[117] P.59—86: *Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea şi folosirea armării cu plase sudate a elementelor de beton*. Colecţia de normative şi Instrucţiuni, ICCPDC, Bucureşti, nr. 349/1987.
[118] P.85—82: *Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea construcţiilor cu structura din diafragme de beton*. Colecţia de normative şi instrucţiuni, ICCPDC, Bucureşti, nr. 258/1982.
[119] P. 100-81: *Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe, social-culturale, agrozootehnice şi industriale*. Colecţia de normative şi instrucţiuni, ICCPDC, Bucureşti nr. 244/1982.
[120] R.S. 5189-75: *Elemente de construcţii din beton şi beton armat*. Îndrumător de proiectare. Recomandare de standardizare CAER, 1975.
[121] S.N. i P. 2.03.01-84. *Stroitelnîie normî i pravila*. Betonniie i jelezobetonniie konstrukţii. Stroiizdat, Moscova, 1985.
[122] ST 76—74: *Elemente de construcţii din beton şi beton armat*. Prevederi fundamentale. Standard CAER, 1974.

[123] STAS 10.107/0-90: *Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat.*

C. Programe de calcul pentru elemente din beton armat, elaborate și folosite în România.

[124] I.P.C.T.: *Pachete de programe pentru cercetarea și proiectarea construcțiilor-catalog de prezentare.* IPCT, București, 1988 (litografiat). Cuprinde, pentru utilizarea la mini-calculatoare de tipul „Independent":
- — 604. IPCT — Institutul de Construcții București: *Programul JUMBO. Calculul la la starea limită de rezistență al secțiunilor dreptunghiulare la compresiune (întindere) excentrică, dreaptă sau oblică. Verificare și dimensionarea armăturilor.*
- — 607. Institutul de Construcții București: *Programul COBRA. Idem. Secțiuni de formă oarecare.*
- — 608. IPCT — Institutul de Construcții București: *Programul ARDIAF. Calculul la starea limită de rezistență al secțiunilor de diafragme la compresiune (întindere) excentrică.*
- — 609. IPCT — Institutul de Construcții Bucurști: *Programul DEFBAR. Pentru bare solicitate la compresiune (întindere) excentrică dreaptă, determinarea curburii, curbei de interacțiune N/M, diagramei moment-curbură.*
- — 610. COCC — Institutul de Arhitectură București: *Seria de programe GC. Calculul la starea limită de rezistență al secțiunilor din beton armat și beton cu armătură rigidă (BAR).*

[125] Institutul de Cnstrucții București — IPCT/IAMN: *Programul CASLISB, pentru micro-calculatoare de tipul „Junior". Calculul elementelor de beton armat cu secțiuni dreptunghiulare sau în formă de T la încovoiere, forță tăietoare, compresiune (întindere) excentrică dreaptă și oblică, la stările limită de rezistență, deformație, deschiderea fisurilor și oboseală.*

ANEXE

A. MIC DICȚIONAR DE TERMENI UTILIZAȚI ÎN PROIECTAREA ANTISEISMICĂ

1. *Acțiuni și răspuns dinamice.*

Prin *acțiune (excitație) dinamică* se înțelege în mod generic o cauză (forță, deplasare etc.) variabilă rapid în timp, care, manifestîndu-se asupra unui sistem oscilant, îi provoacă acestuia efecte inerțiale.

Acțiunea seismică se schematizează de regulă prin efectele cinematice ale undelor seismice asupra bazei structurii, care se modelează la rîndul ei printr-un *sistem dinamic* (oscilant) adecvat care asociază caracteristicile *inerțiale* (generate de mișcare), *disipative* (dependente de capacitatea de amortizare) și de *deformabilitate* ale structurii.

Dacă aceste caracteristici sînt constante pe durata mișcării, sistemul caracterizîndu-se prin liniaritate fizică și geometrică, el se numește *sistem dinamic liniar*. Dacă dimpotrivă, sistemul are comportare neliniară (de exemplu relația dintre eforturi și deformații este neliniară atunci ne referim la un *sistem dinamic neliniar*.

De multe ori în vederea simplificării operațiilor de calcul sistemele dinamice mai complete se înlocuiesc prin *sisteme dinamice echivalente*, mai simple. Pentru ca fenomenele reale să fie cît mai fidel modelate prin sistemul echivalent se folosesc criterii de echivalență specifice.

Excitația dinamică asupra sistemului dinamic generează *răspunsul dinamic* al acesteia, care în cazul acțiunii seismice este denumit *răspuns seismic* și se constituie din totalitatea efectelor mecanice ale acțiunii. Răspunsul dinamic (sau seismic) se poate exprima în mărimi cinematice fundamentale (deplasări, viteze și accelerații) sau prin mărimi derivate din acestea (forțe, energii, eforturi secționale, eforturi unitare, deformații).

Răspunsul seismic depinde în afara excitației seismice (reprezentată de regulă de accelerograma unui cutremur real sau simulat), de caracteristicile inerțiale, disipative și de deformabilitate ale sistemului dinamic, rezultînd astfel un *răspuns seismic elastic* sau un *răspuns seismic neliniar.*

Reprezentarea grafică a variației răspunsului maxim exprimat în oricare din mărimile care-l definesc, în funcție de caracteristicile sistemului dinamic și de excitația fizică reprezintă *spectrul de răspuns* pentru respectiva mărime. De regulă se construiesc spectre pentru sistemele dinamice cu un grad de libertate dinamică.

Pentru un cutremur dat, valorile spectrale depind de caracteristicile de oscilație (perioada vibrațiilor proprii) și de amortizare, (definite de fracțiunea din amortizarea critică a sistemului structural), pentru sistemele dinamice liniare (spectrul răspunsului elastic), și, în plus față de acestea, de indicele de ductilitate asociat, în cazul sistemelor dinamice cu comportare ideal elasto-plastică (spectrul răspunsului inelastic).

Spectrele reale sînt prelucrate (mediate, „netezite", etc.) în vederea obținerii așa numitelor *spectre standard* care pot fi folosite direct la proiectarea antiseismică a structurilor.

De exemplu, la evaluarea forțelor seismice de calcul, prescripțiile de proiectare antiseismică a construcțiilor utilizează valorile adimensionalizate ale spectrului accelerațiilor absolute (în cazul normativului P 100, coeficientul de amplificare dinamică β). Dacă se notează cu S_a, valoarea accelerației maxime a masei și cu A_{max}, accelerația maximă a terenului, valoarea S_{el} a forței de inerție (seismice) pentru un sistem cu un grad de libertate în răspuns elastic este:

$$S_{el} = mS_a = m\beta A_{max} = m\beta k_s g = \beta k_s G \tag{A 1}$$

S-a notat: $k_s = \dfrac{A_{max}}{g}$ coeficientul corespunzător intensității seismice din normativul P 100.

și $G = mg$, greutatea masei m.

În cazul structurilor implicînd incursiuni în domeniul postelastic de deformare, așa cum se întîmplă în cvasitotalitatea construcțiilor solicitate la acțiunea cutremurelor puternice, forța seismică de calcul este:

$$S = \psi S_{el} = \psi\beta k_s G \tag{A.2}$$

în care ψ este coeficientul de reducere prin care se ține seama de capacitatea structurii de disipare a energiei seismice prin deformații plastice. Evident, în cazul structurilor cu mai multe grade de libertate, expresiilor (A.1) sau (A.2) li se aplică factorul de echivalență ε.

2. *Histerezis, energie absorbită, energie disipată.*

Într-o definire foarte generală, histerezis înseamnă un decalaj apărut între două faze succesive ale unui fenomen fizic.

În mecanica corpului deformabil fenomenul histerezis la care ne referim în mod obișnuit este cel asociat încărcării și descărcării unui material, element sau a unei structuri de construcție.

În cazul în care materialul are proprietăți de deformare inelastică sau în care deformarea sa presupune și fenomene de frecare viscoasă sau uscată curba de descărcare nu se suprapune peste cea de încărcare.

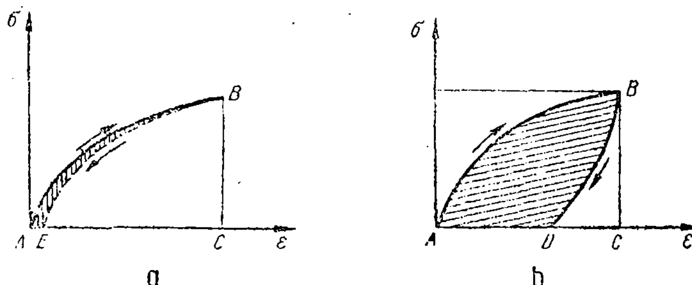


Fig. A.1

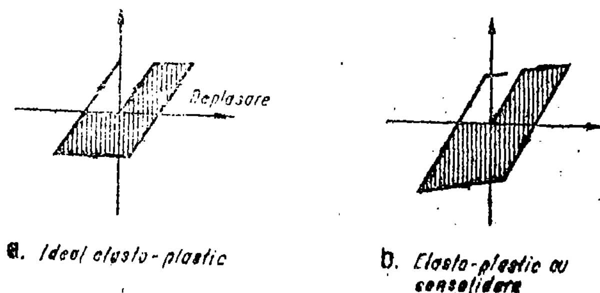
În figura A. 1 se prezintă comparativ curba de încărcare-descărcare pentru un material cu comportare ideal elastic-neliniară și pentru un material cu comportare inelastică. În primul caz curba de descărcare se suprapune peste cea de încărcare, în timp ce în cel de al doilea caz diferența dintre curba corespunzătoare descărcării de tip elastic și curba de încărcare este cu atît mai mare cu cît deformația maximă la încărcare a fost mai mare.

Dacă configurațiile celor două curbe de încărcare sînt asemănătoare, cantitățile de *energie absorbită* de cele două tipuri de materiale la aceeași valoare a deformației pot fi foarte apropiate (suprafețele *A*, *B*, *C* fig. A. 1, *a* și *b*). În schimb *energia disipată* este zero în cazul materialului cu comportare ideal-elastică, unde este absent histerezisul și cu atît mai mare în cazul materialului cu comportarea inelastică, cu cît deformația remanentă este mai mare, respectiv cu cît histerezisul este mai pronunțat (suprafața *ABD* în fig. A. 1, *b*).

Fenomenul de histerezis este asociat cu transformarea unei forme de energie, de exemplu energie mecanică, în energie calorică.

Dacă solicitarea este ciclică alternantă curbele de încărcare-descărcare consecutive delimitează așa numitele bucle (inele) histeretice (fig. A. 2).

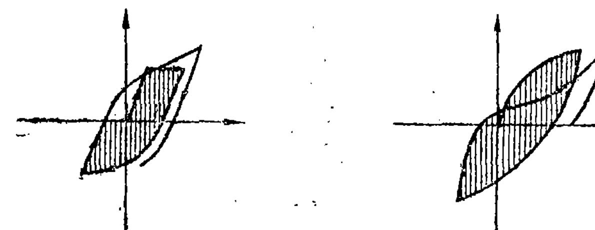
În cazul structurilor supuse acțiunilor cutremurelor puternice, disiparea unei fracțiuni cît mai mari din energia cu care structura este alimentată de cutremur are deosebită importanță



a. *Ideal elasto-plastic*

b. *Elasto-plastic cu consolidare*

Fig. A2



c. *Comportare modelată prin tehnici Romberg-Osgood (v. cap. 3)*

d. *Comportare reală*

Fig. A2

în protejarea structurii, deoarece numai diferența dintre energia absorbită și energia disipată (reprezentată prin aria triunghiului *BCD*) se convertește în energie cinetică la descărcare.

Așa cum s-a arătat, amortizarea efectelor forțelor seismice se poate realiza nu numai prin deformare inelastică dar și prin fenomene de frecare internă a materialului, cu caracter viscos sau de tip uscat (efectul lor este marcat prin suprafața *ABE* în fig. A. 1, *a*).

3. *Efect Bauschinger.*

Dacă unei epruvete de oțel i se aplică o încărcare alternantă (întindere — compresiune) în domeniul post-elastic se obține o curbă σ — ε ca în fig. 3.3. Figura pune în evidență așa numitul efect Bauschinger de neliniarizare a curbei efort unitar — deformație specifică la eforturi mult mai reduse decît efortul de curgere inițial, în ciclurile care urmează primei încărcări dincolo de pragul de curgere. Comportarea oțelului este puternic influențată de istoria de încărcare: rigiditatea la încărcare (în ambele sensuri) scade continuu cu numărul de cicluri în timp ce descărcarea are un caracter practic elastic.

4. *Ductilitatea.*

În accepțiunea curentă *ductilitatea* este proprietatea unor materiale care prezintă a solicitare deformații importante cu caracter plastic.

În domeniul construcțiilor, în special al celor proiectate să reziste la acțiunea cutremurelor puternice, noțiunea s-a extins și la elemente și structuri în ansamblu, fiind asociată în special cu o capacitate substanțială de a absorbi și de a disipa energia indusă de cutremur prin deformații postelastice.

Este de menționat că problema asigurării unei comportări ductile nu se pune numai pentru elementele structurilor proiectate pentru a prelua efectele cutremurelor puternice, ci pentru majoritatea elementelor structurale, în scopul obținerii unor comportări care să permită avertizarea față de o eventuală apropiere de momentul cedării și pentru elementele structurilor la care dimensionarea bazată pe metoda echilibrului limită presupune redistribuții de eforturi, față de cele corespunzătoare comportării elastice.

Oțelul moale are cele mai bune proprietăți de ductilitate dintre toate materialele de construcții, curba sa caracteristică fiind caracterizată de un palier substanțial și în special de o deformație ultimă foarte importantă. Betonul are o ductilitate redusă datorată deformaților cu caracter neliniar inelastic, care intervin atunci cînd este solicitat dincolo de pragul microfisurări interioare. Proprietățile de ductilitate ale betonului comprimat se pot îmbunătăți sensibil printr-o armare corespunzătoare, în special printr-o armare transversală pe direcția efortului de compresiune. Ductilitatea zidăriei (chiar armate), este mult mai incertă.

Proprietățile de ductilitate sînt evidențiate prin reprezentarea relației dintre un efort și o deplasare asociată. La nivelul materialelor ne referim la relația dintre eforturile unitare și deformațiile specifice, la nivelul secțiunilor — la relația dintre un efort secțional și o deformație specifică (de exemplu, deformația specifică de scurtare-alungire pentru elemente solicitate axial sau curbura fibrei medii deformate pentru elemente solicitate la încovoiere, cu sau fără efort axial), la nivelul elementelor — la relația dintre un efort secțional (moment încovoietor, efort axial sau forță tăietoare) și o deplasare (rotire de element, deplasare axială sau deplasarea relativă a capetelor barei). Pentru o structură în ansamblu, semnificativă din punct de vedere al ductilității este relația dintre un efort generalizat global (de exemplu, pentru

structura unei clădiri, momentul de răsturnare sau forța tăietoare de bază) și o deplasare globală (de exemplu, în cazul aceleiași structuri de clădire deplasarea orizontală la un anumit nivel). În limbaj curent de specialitate curba reprezentînd relația dintre forța totală orizontală și deplasarea orizontală se numește prescurtat *curba* $S - \Delta$.

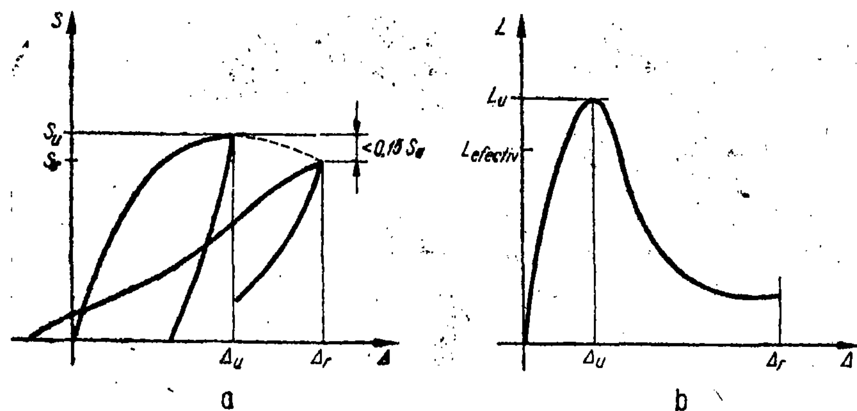


Fig. A3

Aria cuprinsă între curba efort-deformație și axa deplasărilor reprezintă măsura energiei absorbite de secțiune, element sau de structură. Din acest motiv, pentru o structură de clădire solicitată seismic, cea mai semnificativă pentru evalarea capacității de absorbție și de disipare a energiei este relația între rezultanta forțelor seismice orizontale și deplasarea la nivelul punctului de aplicație a acestei rezultante, deoarece aria suprafeței mărginite de curba $S - \Delta$ și axa Δ reprezintă teoretic în acest caz energia absorbită de întreaga structură, energie egală cu lucrul mecanic al forțelor de inerție orizontale parcurgînd deplasările corespunzătoare.

În cazul structurilor proiectate antiseismic proprietățile de ductilitate sînt apreciate pe baza comportării histeretice la cicluri de încărcare alternantă. Uneori pentru evaluarea proprietăților de ductilitate sînt folosiți așa numiții *indici de ductilitate*, definiți ca raportul dintre deplasarea (sau deformația specifică) capabilă și cea corespunzătoare inițierii curgerii în armătura întinsă. Avînd în vedere că noțiunea de ductilitate se referă în esență la capacitatea structurală de a disipa energie prin deformații plastice asemenea indici nu pot caracteriza semnificativ această proprietate la structuri, care, datorită unor cicluri de încărcare alternantă prealabile, pot evidenția reduceri importante ale rigidității și/sau capacității de rezistență. În general se poate afirma că, cu cît relația încărcare-deplasare într-un anumit ciclu de solicitare este mai depărtată ca formă, de cea care corespunde unei structuri ideal elasto-plastice avînd aceeași deplasare capabilă, cu atît indicele de ductilitate este mai puțin în măsură să caracterizeze structura din punct de vedere energetic.

Este evident că pentru a se asigura o comportare favorabilă la solicitarea seismică elementele și structurile trebuie să evidențieze *stabilitate histeretică*. Aceasta înseamnă că, după un număr suficient de cicluri de încărcare alternantă cu incursiune importantă în domeniulde deformare inelastică, să se conserve în cît mai mare măsură capacitatea de absorbție și de disipare a energiei, respectiv să nu intervină degradări importante ale rigidității sau capacității de rezistență.

Se apreciază că structurile sau elementele de rezistență posedă proprietăți de ductilitate satisfăcătoare, dacă în urma unui număr semnificativ de incursiuni în domeniul postelastic (de exemplu, în [70] se precizează 4 cicluri complete cu deformații maxime de circa 4 ori deformația de inițiere a curgerii), acestea nu înregistrează o reducere de rezistență mai mare de cca. 15% din cea inițială (fig. A 3a).

În situațiile în care această reducere de rezistență este prea mare, nu trebuie contat pe ductilitatea elementelor respective, fiind necesar să se asigure comportarea lor în domeniul elastic. De exemplu, în cazul îmbinărilor cu dinți și armături transversale dintre elementele prefabricate (de pildă îmbinarea verticală dintre doi pereți prefabricați), o concepție de proiectare corectă trebuie să aibă în vedere dezvoltarea unei forțe de lunecare maxime în îmbinare sensibil mai mici decît valoarea lunecării capabile în regim de solicitare monoton crescătoare (fig.A3,*b*) Aceasta deoarece incursiunile în domeniul deformațiilor mari sînt asociate cu ruperea dinților (a căror capacitate de rezistență nu se poate reface ci numai eventual înlocui prin introducerea

altor elemente structurale), preluarea lunecărilor în rost fiind asigurată numai prin efectul de coasere al armăturilor transversale, cu degradarea dramatică a rezistenței și a capacității de absorbție de energie, care afectează capacitatea portantă a pereților structurali la forțe orizontale și implicit siguranța de ansamblu a structurii.

În cazul structurilor de beton armat se poate asigura o comportare ductilă mobilizînd preponderent capacitatea de deformare post-elastică a secțiunilor normale la axă a elementelor solicitate la încovoiere cu sau fără efort axial.

Pentru a se putea manifesta ductilitatea potențială a unor structuri și elemente trebuie inhibată printr-o dimensionare și o alcătuire judicioasă acțiunea fragilizantă a unor factori cum sînt de exemplu efectele forțelor tăietoare sau pierderea ancorajului armăturilor.

Rotirile și deplasările post elastice pentru un element sau structura în ansamblu se obțin prin integrarea simplă sau dublă a rotirilor specifice (curburilor) în lungul elementului, respectiv pe toate elementele structurii.

Referindu-ne la ductilitatea de curbură aceasta poate fi cuantificată semnificativ prin valoarea rotirii specifice în stadiul de cedare (fig. A.4) stabilită cu relația:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_{bu}}{\bar{x}_u} \qquad (A3)$$

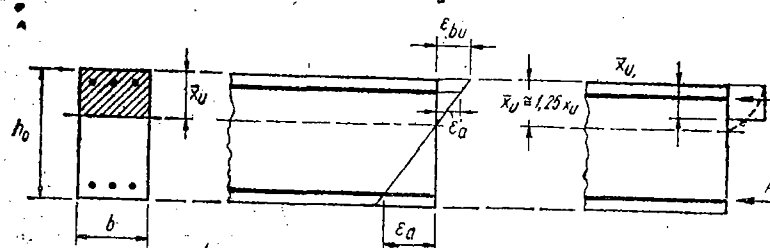


Fig. A4

Valoarea Φ_u este deci cu atît mai mare cu cît deformația specifică ultimă ε_{bu} a betonului comprimat este mai mare și cu cît înălțimea $\bar{x}_u$ a zonei comprimate în momentul cedării este mai mică.

Avînd în vedere că posibilitatea de sporire a valorii ε_{bu} (a „ductilității" betonului ca material) este limitată implicînd și sporuri substanțiale de armare transversală, principalac ale de a mări ductilitatea secțională este reducere a valorii $\bar{x}_u$. De altfel, criteriul cel mai general de evaluare a ductilității de curbură evidențiază tocmai valoarea relativă a zonei comprimate în momentul cedării, criteriu utilizat în majoritatea prescripțiilor de proiectare antiseismică.

Acceptînd o distribuție simplificată a eforturilor în zona comprimată a secțiunii de beton, pentru situația de solicitare la compresiune excentrică se obține (fig. A.4):

$$x_u = \frac{N + A_a\bar{R}_a - A'_a\bar{R}_a}{b\bar{R}_c} \qquad (A4)$$

sau cu notațiile obișnuite:

$$\xi_u = \frac{\bar{x}_u}{h_0}; \quad n = \frac{N}{bh_0R_c}; \quad \mu = \frac{A_a}{bh_0} \quad \text{și } \mu' = \frac{A'_a}{bh_0} \qquad (A5)$$

$$\xi_u = n + (\mu - \mu')\frac{\bar{R}_a}{\bar{R}_c} \qquad (A6)$$

Rezultă că sporirea ductilității de curbură și implicit a ductilității de element sau de structură se poate realiza prin reducerea mărimii relative a efortului de compresiune cu alte cuvinte sporind secțiunea de beton în zona comprimată (ceea ce se poate obține și prin schimbarea formei secțiunii, de exemplu, adoptînd o secțiune în dublu T), prin sporirea cantității de armătură comprimată și prin limitarea cantității de armătură întinsă.

Așa cum se observă din fig. A.4 valoarea de calcul x_u este mai mică decît valoarea exactă $\bar{x}_u$, pentru secțiunile dreptunghiulare putîndu-se considera o valoare medie $\bar{x}_u/x_u = 1,25$.

Exprimînd o proprietate globală a structurii în stadiul ultim de solicitare, ductilitatea acesteia trebuie evaluată pe baza rezistențelor efective cu valori apropiate de cele medii ale betonului și armăturii de oțel (valorile $\bar{R}_c$ și $\bar{R}_a$ în (*A4*)). În prescripțiile de proiectare, din rațiuni de a nu

complica calculul prin introducerea unor valori diferite ale rezistențelor materialelor pentru diferitele verificări, criteriile de ductilitate prin limitarea valorilor obținute cu relația (A6), deși exprimate formal funcție de valorile de calcul ale rezistențelor sînt stabilite astfel încît se ține seama de raportul dintre valorile medii și cele de calcul ale rezistențelor.

În ceea ce privește cerințele de ductilitate în diferitele elemente ale structurii, acestea depind de mărimea deplasărilor în care sînt angajate respectivele elemente pe durata acțiunii seismice și pot fi determinate numai prin *calcul dinamic neliniar* al structurii la excitația seismică considerată. La nivel de structură cerințele de ductilitate sînt cu atît mai mari cu cît raportul dintre valoarea forței seismice de calcul și valoarea forței seismice corespunzătoare răspunsului elastic al structurii este mai mic. La aceeași valoare a forței seismice de calcul, la nivel de secțiune, cerințele de ductilitate sînt cu atît mai mari cu cît raportul dintre momentul capabil și momentul din încărcările de calcul este mai mic.

Cu cît valoarea forțelor seismice de calcul este mai mică față de valoarea forței seismice în răspuns elastic și cu cît mobilizarea ductilității structurale în cazul acțiunii unor cutremure puternice este mai amplă construcția va evidenția degradări structurale și nestructurale mai pronunțate.

5. *Fretarea (confinarea) betonului*

Efectul de strîngere laterală a betonului comprimat, exercitat de armătura transversală la valori ridicate ale eforturilor unitare, cînd procesul de microfisurare a structurii interioare a betonului este amorsat, manifestîndu-se prin tendința de „dilatare" transversală, este denumit în mod curent *efect de fretă* sau *efect de confinare*. Împiedicarea într-o măsură mai mică sau mai mare a deformațiilor transversale prin mobilizarea unei armături transversale dispusă judicios poate îmbunătăți sensibil comportarea betonului comprimat și sub aspectul rezistenței, dar mai ales sub aspectul deformabilității. Astfel, printr-o confinare eficientă, deformația specifică ultimă a betonului comprimat poate spori de cîteva ori în raport cu valoarea corespunzătoare compresiunii monoaxiale.

În cazul armăturii transversale circulare (fretă, spirale), se realizează o presiune continuă în lungul circumferinței (fig. A. 5, *a*). În cazul obișnuit al armăturii transversale sub formă de etrieri rectangulari, efectul de confinare se realizează în cea mai mare măsură concentrat prin reacțiunile armăturilor longitudinale aflate în colțurile etrierilor sau agrafelor, deoarece ca urmare a rigidității reduse a armăturii transversale la încovoiere, aceasta se poate deforma în afară ca urmare a împingerii laterale a betonului supus la compresiune. (fig. A 5, *b*). Se dezvoltă un mecanism de arc cu tirant între punctele fixe de prindere prin etrieri, betonul fiind confinat numai în zona acestor prinderi și în zona centrală a secțiunii.

Explicația efectului de confinare evidențiază și parametrii care-l influențează:

a. Procentul de armare transversală.

b. Limita de curgere a armăturii

c. Raportul dintre distanța între etrieri și dimensiunile miezului de beton, adaptarea unei distanțe mai reduse ducînd la o confinare mai eficientă (fig. A.5,*c*)

d. Raportul dintre diametrul etrierului și distanța dintre punctele sale de prindere, respectiv rigiditatea sa la încovoiere. Acest parametru are importanță, evident, numai pentru etrieri ortogonali, nu și pentru freta circulară. Pentru a spori rigiditatea la încovoiere a etrierului, atunci cînd se folosesc și agrafe intermediare este recomandabil ca acestea să lege etrierii și nu armăturile longitudinale.

e. Procentul și diametrul armăturii longitudinale, pentru că, așa cum se constată din fig. A5,*b* și acest oțel confinează betonul. Pentru aceasta fiecare bară longitudinală trebuie fixată, prin dispunerea strict în colțul unui etrier, în contact intim cu acesta.

Creșterea substanțială a deformabilității betonului printr-o confinare eficientă permite să se vorbească chiar de o *ductilitate a betonului comprimat*.

Este de observat că efectul de fretă este aplicat numai miezului de beton aflat la interiorul armăturii transversale, astfel încît stratul de acoperire cu beton este de regulă exfoliat, la un nivel de deformare ce depășește deformația ultimă a betonului neconfinat.

6. *Mecanism de plastificare și mecanism de cedare a structurii*

Pe durata de acțiune a cutremurelor intense, unele zone ale structurii sînt supuse la deformații postelastice. Zonele plastificate sînt cu atît mai numeroase iar incursiunile în domeniul plastic cu atît mai ample, cu cît capacitatea de rezistență este mai mică în raport cu cea corespunzătoare răspunsului seismic elastic. În această situație, structura se manifestă ca un *mecanism disipator al energiei* induse de cutremur, sau pe scurt *mecanism de plastificare*, ca urmare a procesului histeretic din zonele plastice, care în schemele de calcul se asimilează cu articulații plastice. Este important de subliniat că mecanismul disipator de energie nu reprezintă

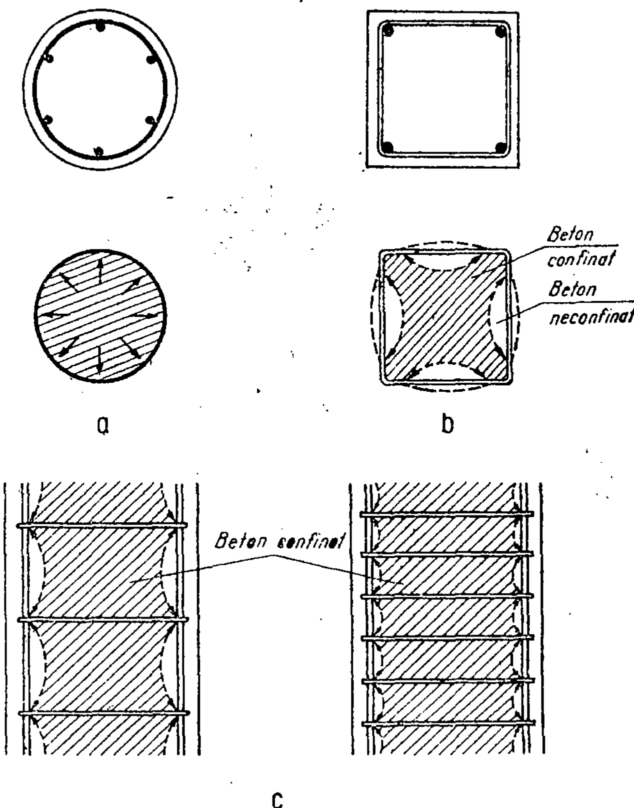


Fig. A5

în cele mai multe dintre cazuri și *un mecanism cinematic* situație în care structura poate ajunge cu atît mai probabil cu cît are mai puține grade de nedeterminare și în orice caz dacă este static determinată.

Mecanismul de plastificare nu trebuie confundat cu *mecanismul de cedare al structurii* care se asociază cu momentul prăbușirii (colapsului) acesteia, situație în care structura ajunge prin depășirea capacității de deformare (rotire) într-una sau mai multe articulații plastice situate în elemente vitale ale structurii, de regulă cele verticale (stîlpi, pereți) sau/și prin ruperi datorate acțiunii forțelor tăietoare în secțiuni înclinate sau prin pierderea ancorajului barelor.

Terminologia utilizată astăzi pe plan internațional în domeniul construcțiilor mai cuprinde și noțiunea de *mecanism de rezistență* prin care se înțelege de regulă, totalitatea factorilor de care depinde rezistența elementelor la o anumită solicitare.

Astfel vorbim de mecanismele de rezistență ale elementelor la încovoiere, la forță tăietoare, la lunecare după anumite planuri determinate, etc. Mecanismul elementelor de beton armat la forța tăietoare, de exemplu, implică preluarea forței tăietoare de către capacitatea tălpii comprimată de beton, încleștarea agregatelor în lungul fisurii înclinate, efectul de dorn al armăturii longitudinale, contribuția etrierilor și a armăturii înclinate, etc.

Proiectarea structurilor trebuie să urmărească, prin procesul dirijării locului și a ordinii de formare a articulațiilor plastice, dezvoltarea unor mecanisme de plastificare avantajoase. Aceasta presupune că articulațiile plastice să se formeze cu prioritate în elementele cu capacitate relativ mai mare de deformare în domeniul postelastic (în rigle) și să limiteze, eventual chiar să se elimine, plastificarea elementelor cu o ductilitate mai redusă, cum sînt de exemplu, stîlpii struc-

turilor în cadre supuşi la forţe de compresiune importante, elemente de care depinde stabilitatea generală a structurii şi care,în plus, sînt şi mai dificil de consolidat.

Pe de altă parte un mecanism de plastificare favorabil presupune capacităţi substanţiale de deformare (rotire) plastică în articulaţiile plastice. În legătură cu noţiunea de articulaţie plastică în structurile de beton armat se mai fac în continuare o serie de precizări suplimentare.

Pentru stîlpul de hală industrială parter lucrînd pe schema de consolă cu masa concentrată la vîrf, diagrama de momente este cea din *fig.* A6,*a*. Dacă relaţia *M*-Φ (moment încovoietor-rotire specifică) ar fi biliniară cu palier orizontal ca în *fig.* A.6,*b* atunci curgerea armăturii ar apărea într-o singură secţiune, cea de la bază, iar capacitatea disipativă structurală prin deformaţii plastice neglijabilă. În realitate diagrama *M* – Φ arată că în fig. A.6,*c* momentul ultim (la rupere) fiind superior celui de iniţiere a curgerii. Rigiditatea diferită de zero la încărcarea pe zona de comportare postelastică se datoreşte următorilor factori:

a. creşterea braţului de pîrghie al eforturilor interioare după iniţierea curgerii în armătura întinsă, ca urmare a modificării distribuţiei eforturilor unitare în betonul zonei comprimate de la cvasitriunghiulară la una quasiuniformă;

b. solicitarea oţelului din zona întinsă în zona de consolidare, ceea ce presupune sporuri de efort unitar de pînă la 30%;

c. contribuţia eventualelor armături longitudinale intermediare, a căror intrare în curgere are loc treptat pe măsură ce rotirea secţională creşte, pînă la pastificarea lor acestea opunînd o rezistenţă, „elastică".

Forma diagramei *M* – Φ din fig. A.6,*c* are ca efect dezvoltarea deformaţiilor plastice pe o anumită zonă de la baza stîlpului.

Fisurarea înclinată, ca urmare a acţiunii forţelor tăietoare, are ca efect, sporirea eforturilor unitare faţă de valorile corespunzătoare efectului momentelor încovoietoare la secţiuni normale la axa elementului. Diagrama de momente şi cea a curburilor trebuie „dilatată" pentru a ţine seama de acest efect, ca în fig. A.6,*d*.

De regulă, în calcul, diagrama curburilor (rotirilor secţionale) se aproximează prin diagrama simplificată din fig. A.6,*e*, în care dimensiunea l_p este aşa numita lungime a articulaţiei plastice. Valoarea l_p depinde de toţi parametrii care influenţează diagrama *M* – Φ, precum şi de lungimea elementului, mai general de distanţa de la secţiunea de încastrare la punctul de nul al diagramei de momente (punctul de inflexiune a deformaţiei). În literatura de specialitate sînt propuse numeroase formule pentru stabilirea lungimii l_p ţinînd cont de principalii factori care influenţează această valoare.

Evaluarea capacităţii de rotire plastică, θ_p, a articulaţiilor plastice sau a deplasărilor Δ_u a consolei de beton armat din fig. A.6,*d* implică integrarea rotirilor specifice cu expresiile

$$\theta_p = \int_0^{l_p} \Phi_z \, dz \simeq (\Phi_u - \Phi_p)\, l_p \qquad \text{(A 7)}$$

şi

$$\Delta_u = \int_0^{H} \Phi_z (H - z)\, dz \simeq \frac{\Phi_p H^2}{3} + (\Phi_u - \Phi_p)\, l_p \left(H - \frac{l_p}{2}\right) \qquad \text{(A 8)}$$

Compararea acestor valori cu valorile maxime produse de acţiunea unui anumit cutremur, valori care se pot stabili prin tehnicile calculului dinamic neliniar evidenţiază siguranţa structurii la acţiunea cutremurului respectiv.

Trebuie observat că în cazul unor construcţii mai complexe, principial, valorile θ_p şi Δ_u trebuie stabilite pe aceeaşi schemă (implicînd aceeaşi poziţie a punctului de inflexiune pe deschidere) ca cea care furnizează valorile θ_{max} sau Δ_{max}.

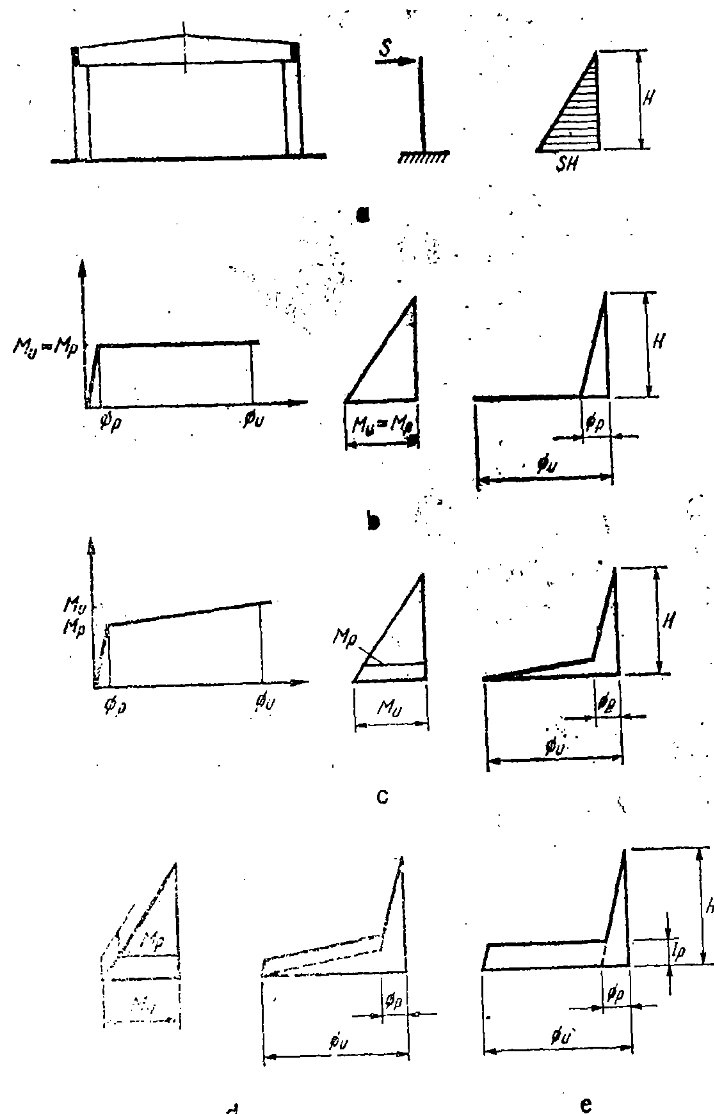


Fig. A6

B. LISTA TABELELOR

Tabelul 1

Rezistențe de calcul pentru beton (N/mm²) (în elemente de beton armat)

Rezistența	Poziția de turnare a elementului	Solicitarea	Dimensia cea mai mică a secțiunii (mm)	cazul	Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
R_c	verticală cu înălțime de turnare > 1500 mm (stîlpi, pereți, diafragme etc. din beton armat monolit) sau înclinată, cu cofraj pe toate laturile	compresiune excentrică	< 300	a	3,5	4,7	7,0	9,0	11,5	13,5
			⩾ 300	b	4,0	5,5	8,0	10,5	13,0	15,5
	orizontală (grinzi, rigle de cuplare etc. monolite, elemente prefabricate), înclinată cu cofraj pe 3 laturi sau verticală cu înălțime de turnare ⩽ 1500 mm	compresiune excentrică	< 300							
		încovoiere	< 200							
		compresiune excentrică	⩾ 300	c	4,7	6,5	9,5	12,5	15,0	18,0
		încovoiere	⩾ 200							
R_t	verticală cu înălțime de turnare > 1500 mm (stîlpi, pereți diafragme etc. din beton armat monolit) sau înclinată, cu cofraj pe toate laturile	compresiune excentrică	< 300	a	0,40	0,45	0,60	0,70	0,80	0,90
			⩾ 300	b	0,45	0,50	0,70	0,80	0,95	1,05
	orizontală (grinzi, rigle de cuplare etc. monolite, elemente prefabricate, tiranți), înclinată cu cofraj pe 3 laturi sau verticală cu înălțime de turnare ⩽ 1500 mm	compresiune excentrică	< 300							
		încovoiere sau întindere	< 200							
		compresiune excentrică	⩾ 300	c	0,50	0,60	0,80	0,95	1,10	1,25
		încovoiere sau întindere	⩾ 200							

Observații: 1. Valorile R date în tabel se referă la beton cu agregate obișnuite. Pentru betoane cu agregate ușoare, vezi STAS 10.107/0-90, tab. 3 și 6.
2. Pentru pereții monoliți ai recipienților (rezervoare, silozuri), solicitați la întindere centrică sau excentrică, sînt valabile valorile date pentru elemente verticale.

Tabelul 2

Rezistențe de calcul ale armăturilor (valori de bază, notate în STAS 10.107/0–90 cu R_a^*)

Tipul de oțel	Diametrele barelor (mm)	Rezistența de calcul R_a (N/mm²)
PC 60	orice diametru	350
PC 52	⩽ 28	300
	32 . . . 40	290
OB 37	orice diametru	210
STNB, STPB	⩽ 7,1	370
	> 7,1	625

Tabelul 3

Modulii de elasticitate ai betonului și armăturilor

A. Betoane cu agregate obișnuite

Clasa de beton	Bc 7,5	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25
E_b (N/mm²)	14.000	21.000	24.000	27.000	30.000
Clasa de beton	Bc 30	Bc 35	Bc 40	Bc 50	Bc 60
E_b (N/mm²)	32.500	34.500	36.000	38.000	40.000

Modulul de elasticitate transversal se ia $G_b = 0{,}4\ E_b$.

B. Betoane cu agregate ușoare

$$E_{bu} = \left(\frac{\gamma_{bu}}{\gamma_b}\right)^2 E_b$$

unde:

γ_{bu} – densitatea aparentă a betonului cu agregate ușoare;
γ_b – densitatea aparentă a betonului obișnuit de aceeași clasă;
E_b – modulul de elasticitate al betonului obișnuit de aceeași clasă.

$G_{bu} = 0{,}4\ E_{bu}$.

C. Armături

$E_a = 210.000$ N/mm² pentru oțeluri PC 60, PC 52 și OB 37;
$E_a = 200.000$ N/mm² pentru STNB, STPB.

Tabelul 4

Calculul simplificat al deformației specifice de durată a betonului

Caracteristica deformației în timp a betonului $\bar{\varphi} = \varepsilon_{bd}/\varepsilon_{bo}$ se calculează cu expresia:

$$\bar{\varphi} = k_1\ k_2\ k_3\ \varphi_0$$

unde:

ε_{bd} — deformația specifică de durată;
ε_{bo} — deformația specifică elastică inițială;
φ_0 — valoarea de bază a caracteristicii deformației în timp a betonului (tab. 4 *A*);
k_1 — coeficient care exprimă influența gradului de maturitate a betonului (tab. 4 *B*);
k_2 — coeficient care exprimă influența gradului de solicitare a betonului la compresiune (tab. 4 *C*);
k_3 — coeficient care exprimă influența umidității relative a mediului (tab. 4 *D*).

A. Valorile φ_0

Clasa de beton	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
φ_0	3,70	3,30	3,00	2,80	2,70

Valorile φ_0 din tabel sînt date pentru betoane cu agregate obișnuite și cu ciment RIM sau Portland, cu întărire normală sau accelerată prin aburire. Pentru betoane cu agregate ușoare, valorile φ_0 din tabel se înmulțesc cu E_{bu}/E_b.

B. Valorile k_1

Gradul de maturitate al betonului în stadiul aplicării încărcării permanente t (zile)	k_1
<28	1,30
28 ($R_{bo} = R_b$)	1,00
60	0,70
90	0,60
120	0,55
≥ 180	0,50

C. Valorile k_2

Gradul de solicitare a betonului	k_2
$\sigma_b\ max \leq 0,5\ R_{bo}$	1,00
$\sigma_b\ max > 0,5\ R_{bo}$	$2\dfrac{\sigma_b\ max}{R_{bo}}$

D. Valorile k_3

Umiditatea relativă a mediului ambiant U(%)	k_3
40	1,30
60	1,00
100	0,50

În tabelele 4 *B* — *D*:

R_b — clasa betonului;

R_{bo} — rezistența betonului la compresiune pe cuburi la data aplicării încărcării permanente;

$\sigma_b\ max$ — efortul unitar de compresiune maxim pe secțiune din încărcarea permanentă.

Dacă nu se poate aprecia momentul aplicării încărcării permanente (de exemplu la elemente prefabricate de serie), se permite să se determine k_1 considerînd t = 90 zile.

Valorile intermediare pentru k_1, k_2, k_3 se stabilesc prin interpolare liniară între cele date în tabele.

Tabelul 5

Calculul deformației specifice a betonului datorită contracției

Valoarea maximă (finală) de calcul a deformației specifice a betonului datorită contracției se determină cu relația:

$$\bar{\varepsilon}_c = k_3\ k_4\ k_c \varepsilon_c$$

unde:

ε_c — valoarea de bază a deformației specifice a betonului datorită contracției (tab. 5*A*);

k_3 — coeficient care exprimă influența umidității relative a mediului (tab. 4 *D*);

k_4 — coeficient care exprimă influența dimensiilor secțiunii transversale a elementului (tab. 5 *B*);

k_c — coeficient care exprimă influența modului de realizare a elementului și care pentru beton armat (neprecomprimat) se ia k_c = 1.

A. Valorile ε_c

Beton cu agregate	Condiții de întărire	ε_c(‰)
obișnuite	normale	0,25
	cu tratament termic	0,20
ușoare	normale	0,50
	cu tratament termic	0,40

B. Valorile k_4

Dimensiunea cea mai mică a secțiunii transversale a elementului b(mm)	k_4
≥ 300	1,0
< 300	1,3 — 0,001 b

Tabelul 6

Procente minime și maxime de armare

A. Procente minime de armare în zona întinsă pentru grinzi și plăci

$$p = \frac{A_a}{bh_0} 100\% \geq p_{min}$$

Tipul de element			Procent minim de armare în zonele întinse (p_{min}) % — pentru armăturile de preluare a momentelor negative pe reazeme	Procent minim de armare în zonele întinse (p_{min}) % — pentru celelalte armături întinse
Rigle de cadru	participante la structuri antiseismice în zona seismică de calcul:	A...E	0,45	0,15
		F	0,30	0,10
	neparticipante la structuri antiseismice		0,10	
Grinzi care nu reprezintă rigle de cadru și plăci, la care procentul de armare rezultat din calcul este: $p_{calcul} \leq 0,10$	p_{calcul}	0,085 . . . 0,10	0,10	
		0,045 . . . 0,085	1,15 p_{calcul}	
		< 0,045	0,05	

Procentul minim de armare transversală (cu etrieri) în zonele plastice potențiale, la grinzile cadrelor participante la structuri antiseismice, cu grad de protecție antiseismică ≥ 7: $p_e \geq 0,2\%$

B. Procente minime și maxime de armare longitudinală pentru stîlpi

$$p_{min} \leq p_{total} = \frac{A_a(total)}{bh} 100\% \leq p_{max}$$

Clasa stîlpului conform tabelului 8.12		A			B		C	
Armăturile longitudinale din oțel:		PC 60	PC 52	OB 37	PC 60, PC 52	OB 37	PC 60, PC52	OB 37
p (total) minim pentru stîlpi:	interiori	0,5	0,6	0,8	0,5	0,6	0,4	0,5
	marginali	0,6	0,7	0,9	0,6	0,7		
	de colț	0,7	0,8	1,0	0,7	0,8		
procente minime de armare pe fiecare latură		0,2						

În cazurile cînd din motive de asigurare a rigidității necesare la deplasări laterale sau din alte motive justificate secțiunea de beton a stîlpilor este majorată față de cea impusă de dimensionarea la compresiune excentrică, astfel încît armăturile longitudinale rezultă dimensionate constructiv, procentele totale de armare minime admise se reduc cu 20% față de cele din tabel, cu condiția ca procentul de armare pe fiecare latură să nu scadă sub:

- 0,15% pentru stîlpii din clasa A;
- 0,10% pentru stîlpii din clasa B;
- 0,075% pentru stîlpii din clasa C.

La construcțiile cu un singur nivel, cu grinzile de acoperiș articulate pe stîlpi (exemplu: hale industriale cu structură din elemente prefabricate), pentru toți stîlpii, inclusiv cei marginali și cei de colț, sînt valabile procentele minime de armare date în tabel pentru cazul stîlpilor interiori.

Procentul total de armare maxim recomandat: 2,5 %.

C. Procente minime de armare transversală pentru stîlpi

Clasa de stîlp (tabelul 8.12)			$p_{e\,min}$ (%)
A	în zonele plastice potențiale	$\xi \leq 0,4$	$10 \frac{R_c}{R_a}(0,4 + n)$
		$0,4 < \xi \leq \xi_b$	$10 \frac{R_c}{R_a}(0,4 + n) + 0,5(\xi - 0,4)$
	pe restul înălțimii stîlpului		0,15 %
B și C			0,10 %

$$n = \frac{N}{bh R_c}; \quad \xi = \frac{x}{h_0}$$

ξ_b = 0,60 pentru OB 37 și ξ_b = 0,55 pentru PC 60 și PC 52.

D. Procente minime de armare pentru armăturile de capăt ale diafragmelor pline și ale montanților diafragmelor cu goluri

Zona din diafragmă	Excentricitatea relativă a efortului normal N: $\frac{e_0}{h} = \frac{M}{N h}$	p_{min}(%) pentru zona seismică de calcul: A...E			F		
		PC 60	PC 52	OB 37	PC60	PC 52	OB 3
A	toate cazurile	0,09	0,10	0,12	0,07	0,08	0,10
B	> 0,25						
	≤ 0,25	0,06	0,06	0,07	0,06	0,06	0,07

E. Procente minime de armare pentru armăturile de pe inimă ale diafragmelor pline și ale montanților diafragmelor cu goluri

Zona din diafragmă	Numărul de niveluri	zona seismică	p_{min} pentru barele: orizontale	verticale
A	<P + 2 E	F	0,15	0,10
		D, E	0,17	0,12
		A, B, C	0,20	0,15
	P + 2 E pînă la P + 4E	F	0,17	0,12
		D, E	0,20	0,15
		A, B, C	0,22	0,17
	>P + 4 E	F	0,20	0,15
		D, E	0,22	0,17
		A, B, C	0,25	0,20
B: $\bar{Q} = \frac{Q}{b\,h\,R_t} \geq 0,7$	<P + 2 E	F	0,15	0,10
		D, E	0,17	0,12
		A, B, C	0,20	0,15
	P + 2 E pînă la P + 4E	F	0,17	0,12
		D, E	0,20	0,15
		A, B, C	0,20	0,15
	≥P + 4 E	F	0,20	0,15
		D, E	0,20	0,15
		A, B, C	0,20	0,15
B: $\bar{Q} \leq 0,7$	Nu sînt prescrise valori pentru p_{min}. Se pot utiliza plase sudate din STNB. Dacă necesitatea unei armări continue nu este dictată de alte condiții, se poate utiliza armare discontinuă.			

Tabelul 7

Coeficienții m, ξ, γ, p, pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară sau în formă de T, supuse la încovoiere sau la compresiune (întindere) excentrică cu excentricitate mare

$\xi=\frac{x}{h_0}$	$\gamma=1-\frac{\xi}{2}$	$m=\frac{M}{bh_0^2R_c}$	procente de armare (p), pentru elemente supuse la încovoiere cu lățime $b' \geq 200$ mm (cazul c)										
			OB 37 (R_a = 210)			PC 52 (R_a = 300)				PC 60 (R_a = 350)			
			Bc 10 (R_c = 6,5)	Bc 15 (R_c = 9,5)	Bc 20 (R_c=12,5)	Bc 15 (R_c = 9,5)	Bc 20 (R_c=12,5)	Bc 25 (R_c= 15,0)	Bc 30 (R_c=18,0)	Bc 15 (R_c = 9,5)	Bc 20 (R_c=12,5)	Bc 25 (R_c=15,0)	Bc 30 (R_c=18,0)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,01	0,995	0,010	0,03	0,05	0,06	0,03	0,04	0,05	0,06	0,03	0,04	0,04	0,05
0,02	0,990	0,020	0,06	0,09	0,12	0,06	0,08	0,10	0,12	0,05	0,07	0,09	0,10
0,03	0,985	0,030	0,09	0,14	0,18	0,10	0,13	0,15	0,18	0,08	0,11	0,13	0,15
0,04	0,980	0,039	0,12	0,18	0,24	0,13	0,17	0,20	0,24	0,11	0,14	0,17	0,21
0,05	0,975	0,049	0,15	0,23	0,30	0,16	0,21	0,25	0,30	0,14	0,18	0,21	0,26
0,06	0,970	0,058	0,19	0,27	0,36	0,19	0,25	0,30	0,36	0,10	0,21	0,26	0,31
0,07	0,965	0,068	0,22	0,32	0,42	0,22	0,29	0,35	0,42	0,19	0,25	0,30	0,36
0,08	0,960	0,077	0,25	0,36	0,48	0,25	0,33	0,40	0,48	0,22	0,29	0,34	0,41
0,09	0,955	0,086	0,28	0,41	0,54	0,28	0,37	0,45	0,54	0,24	0,32	0,39	0,46
0,10	0,950	0,095	0,31	0,45	0,60	0,32	0,42	0,50	0,60	0,27	0,36	0,43	0,51
0,11	0,945	0,104	0,34	0,50	0,65	0,35	0,46	0,55	0,66	0,30	0,39	0,47	0,57
0,12	0,940	0,113	0,37	0,54	0,71	0,38	0,50	0,60	0,72	0,33	0,43	0,51	0,62
0,13	0,935	0,122	0,40	0,59	0,77	0,41	0,54	0,65	0,78	0,35	0,46	0,56	0,67
0,14	0,930	0,130	0,43	0,63	0,83	0,44	0,58	0,70	0,84	0,38	0,50	0,60	0,72
0,15	0,925	0,139	0,46	0,68	0,89	0,47	0,62	0,75	0,90	0,41	0,54	0,64	0,77
0,16	0,920	0,147	0,50	0,72	0,95	0,51	0,67	0,80	0,96	0,43	0,57	0,69	0,82
0,17	0,915	0,156	0,53	0,77	1,01	0,54	0,71	0,85	1,02	0,46	0,61	0,73	0,87
0,18	0,910	0,164	0,56	0,81	1,07	0,57	0,75	0,90	1,08	0,49	0,64	0,77	0,93
0,19	0,905	0,172	0,59	0,86	1,13	0,60	0,79	0,95	1,14	0,52	0,68	0,81	0,98
0,20	0,900	0,180	0,62	0,90	1,19	0,63	0,83	1,00	1,20	0,54	0,71	0,86	1,03
0,21	0,895	0,188	0,65	0,95	1,25	0,66	0,87	1,05	1,26	0,57	0,75	0,90	1,08
0,22	0,890	0,194	0,68	1,00	1,31	0,70	0,92	1,10	1,32	0,60	0,79	0,94	1,13
0,23	0,885	0,203	0,71	1,04	1,37	0,73	0,96	1,15	1,38	0,62	0,82	0,99	1,18
0,24	0,880	0,211	0,74	1,09	1,43	0,76	1,00	1,20	1,44	0,65	0,86	1,03	1,23
0,25	0,875	0,219	0,77	1,13	1,49	0,79	1,04	1,25	1,50	0,68	0,89	1,07	1,29

Tabelul 7 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,26	0,870	0,226	**0,80**	1,18	1,55	0,82	1,09	1,30	1,56	0,71	0,93	1,11	1,34
0,27	0,865	0,234	**0,84**	1,22	1,61	0,85	1,12	1,35	1,62	0,73	0,96	1,16	1,39
0,28	0,860	0,241	**0,87**	1,27	1,67	0,89	1,17	1,40	1,68	0,76	1,00	1,20	1,44
0,29	0,855	0,248	**0,90**	1,31	1,73	0,92	1,21	1,45	1,74	0,79	1,04	1,24	1,49
0,30	0,850	0,255	**0,93**	1,36	1,79	0,95	1,25	1,50	1,80	0,81	1,07	1,29	1,54
0,31	0,845	0,262	0,96	1,40	1,85	0,98	1,29	1,55	1,86	0,84	1,11	1,33	1,59
0,32	0,840	0,269	0,99	1,45	1,90	1,01	1,33	1,60	1,92	0,87	1,14	1,37	1,65
0,33	0,835	0,276	1,02	1,49	1,96	1,04	1,37	1,65	1,98	0,90	1,18	1,41	1,70
0,34	0,830	0,282	1,05	1,54	2,02	1,08	1,42	1,70	2,04	0,92	1,21	1,46	1,75
0,35	0,825	0,289	1,08	1,58	2,08	1,11	1,46	1,75	2,10	0,95	1,25	1,50	1,80
0,36	0,820	0,295	1,11	1,63	2,14	1,14	1,50	1,80	2,16	0,98	1,29	1,54	1,85
0,37	0,815	0,302	1,15	1,67	2,20	1,17	1,54	1,85	2,22	1,00	1,32	1,59	1,90
0,38	0,810	0,308	1,18	1,72	2,26	1,20	1,58	1,90	2,28	1,03	1,36	1,63	1,95
0,39	0,805	0,314	1,21	1,76	2,32	1,23	1,62	1,95	2,34	1,06	1,39	1,67	2,01
0,40	0,800	0,320	1,24	1,81	2,38	1,27	1,67	2,00	2,40	1,09	1,43	1,71	2,06
0,41	0,795	0,326	1,27	1,85	2,44	1,30	1,71	2,05	2,46	1,11	1,46	1,76	2,11
0,42	0,790	0,332	1,30	1,90	2,50	1,33	1,75	2,10	2,52	1,14	1,50	1,80	2,16
0,43	0,785	0,338	1,33	1,95	2,56	1,36	1,79	2,15	2,58	1,17	1,54	1,84	2,21
0,44	0,780	0,343	1,36	1,99	2,62	1,39	1,83	2,20	2,64	1,19	1,57	1,89	2,26
0,45	0,775	0,349	1,39	2,04	2,68	1,42	1,87	2,25	2,70	1,22	1,61	1,93	2,31
0,46	0,770	0,354	1,42	2,08	2,74	1,46	1,92	2,30	2,76	1,25	1,64	1,97	2,37
0,47	0,765	0,360	1,45	2,13	2,80	1,49	1,96	2,35	2,82	1,28	1,68	2,01	2,42
0,48	0,760	0,365	1,49	2,17	2,86	1,52	2,00	2,40	2,88	1,30	1,71	2,06	2,47
0,49	0,755	0,370	1,52	2,22	2,92	1,55	2,04	2,45	2,94	1,33	1,75	2,10	2,52
0,50	0,750	0,375	1,55	2,26	2,98	1,58	2,08	2,50	3,00	1,36	1,79	2,14	2,57
0,51	0,745	0,380	1,58	2,31	3,04	1,61	2,12	2,55	3,06	1,38	1,82	2,19	2,62
0,52	0,740	0,385	1,61	2,35	3,10	1,65	2,17	2,60	3,12	1,41	1,86	2,23	2,67
0,53	0,735	0,390	1,64	2,40	3,15	1,68	2,21	2,65	3,18	1,44	1,89	2,27	2,73
0,54	0,730	0,394	1,67	2,44	3,21	1,71	2,25	2,70	3,24	1,47	1,93	2,31	2,78
0,55	0,725	0,399	1,70	2,49	3,27	1,74	2,29	2,75	3,30	1,49	1,96	2,36	2,83
0,56	0,720	0,403	1,73	2,53	3,33	—	—	—	—	—	—	—	—
0,57	0,715	0,408	1,76	2,58	3,39	—	—	—	—	—	—	—	—
0,58	0,710	0,412	1,80	2,62	3,45	—	—	—	—	—	—	—	—
0,59	0,705	0,416	1,83	2,67	3,51	—	—	—	—	—	—	—	—
0,60	0,700	0,420	1,86	2,71	3,57	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabelul 8

Coeficienţii r pentru dimensionarea elementelor cu secţiune dreptunghiulară, supuse la încovoiere

procentul de armare ales p (%)	OB 37			PC 52				PC 60			
	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
0,5	1,018	1,006	0,997	0,851	0,842	0,838	0,834	0,793	0,784	0,779	0,775
0,6	0,937	0,922	0,914	0,783	0,774	0,769	0,765	0,732	0,721	0,716	0,711
0,7	0,876	0,859	0,850	0,732	0,721	0,716	0,711	0,685	0,673	0,667	0,662
0,8	0,827	0,808	0,799	0,691	0,679	0,673	0,668	0,647	0,634	0,628	0,622
0,9	0,787	0,767	0,757	0,657	0,644	0,638	0,633	0,617	0,603	0,596	0,590
1,0	0,754	0,732	0,721	0,629	0,615	0,609	0,603	0,592	0,576	0,569	0,563
1,1	0,726	0,702	0,691	0,606	0,591	0,584	0,578	0,571	0,554	0,546	0,539
1,2	0,702	0,676	0,664	0,585	0,570	0,562	0,556	0,553	0,535	0,526	0,519
1,3	0,681	0,654	0,641	0,568	0,551	0,543	0,536	0,538	0,518	0,509	0,502
1,4	0,663	0,634	0,621	0,553	0,535	0,526	0,519	0,524	0,504	0,494	0,486
1,5	0,647	0,617	0,603	0,540	0,521	0,511	0,509	0,513	0,491	0,480	0,472

$$h_0 = r\sqrt{\frac{M}{b}} \quad (h_0 - \text{mm};\ b - \text{mm};\ M - \text{Nmm})$$

Coeficienții n, m, α pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară, armate simetric, supuse la compresiune (întindere) excentrică

Tabelul 9 A

$\frac{a}{h} = 0{,}050$

n	Valorile 1000 m pentru α = 0.–	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0.20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	n
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1,00	0.	14	30	45	61	78	94	110	127	143	159	176	192	208	224	240	282	322	365	405	1,00
0,90	36	51	67	83	99	115	131	146	162	178	194	209	226	243	259	274	315	358	399	443	0,90
0,85	54	69	85	100	116	132	147	163	179	189	207	226	242	259	275	288	329	376	417	460	0,85
0,80	70	86	101	117	132	146	162	173	194	210	226	239	254	274	292	308	350	390	431	478	0,80
0,75	86	100	112	129	146	160	177	192	204	224	237	257	274	286	303	325	364	410	449	495	0,75
0,70	97	112	125	143	158	174	190	202	218	235	251	273	285	303	323	341	384	427	466	515	0,70
0,65	108	122	135	154	170	186	203	219	237	253	271	284	301	322	338	355	397	444	483	535	0,65
0,60	115	131	148	164	180	198	215	232	250	267	284	299	320	336	350	373	415	457	502	550	0,60
0,55	118	136	154	171	190	207	223	242	259	277	295	312	331	348	364	382	429	470	519	565	0,55
0,50	119	138	156	173	193	210	227	246	263	282	299	318	336	355	371	390	436	480	528	571	0,50
0,45	118	136	154	171	192	208	226	245	262	281	298	316	335	354	370	390	435	479	527	570	0,45
0,40	116	134	152	169	190	204	222	243	260	278	296	313	333	351	367	387	432	477	522	567	0,40
0,35	112	128	148	164	184	201	219	237	256	273	292	308	328	345	362	381	426	471	516	562	0,35
0,30	104	122	140	158	176	194	212	230	248	266	284	302	320	338	356	374	419	464	509	554	0,30
0,28	100	118	136	153	171	190	207	225	243	262	280	297	315	333	352	369	414	459	504	549	0,28
0,26	95	113	131	149	167	185	203	221	239	257	275	293	311	329	347	365	410	455	500	545	0,26
0,24	89	107	125	143	161	179	197	215	233	251	269	287	305	323	341	359	404	449	494	539	0,24
0,22	83	101	119	137	155	173	191	209	227	245	263	281	299	317	335	353	398	443	488	533	0,22
0,20	78	96	114	132	150	168	186	204	222	240	258	276	294	312	330	348	393	438	483	528	0,20

Tabelul 9. A (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0,18	73	91	109	127	145	163	181	199	217	235	253	271	289	307	325	343	388	433	478	523	0,18
0,16	67	85	103	121	139	157	175	193	211	229	247	265	283	301	319	337	382	427	472	517	0,16
0,14	60	78	96	114	132	150	168	186	204	222	240	258	276	294	312	330	375	420	465	510	0,14
0,12	52	70	88	106	124	142	160	178	196	214	232	250	268	286	304	322	367	412	457	502	0,12
0,10	44	62	80	98	116	134	152	170	188	206	224	242	260	278	296	314	359	404	449	494	0,10
0,08	36	54	72	90	108	126	143	162	179	197	216	234	251	269	287	305	350	395	440	485	0,08
0,06	28	45	63	81	99	117	135	153	171	189	207	225	242	260	278	296	341	387	431	476	0,06
0,04	18	37	54	72	90	108	126	144	162	180	198	216	234	252	270	288	333	377	422	467	0,04
0,02	9	28	46	63	81	99	117	135	153	171	189	207	225	243	261	279	324	369	414	459	0,02
0	0	18	37	54	72	91	109	127	144	162	180	198	216	234	252	270	315	360	405	450	0
−0,02	—	9	27	46	63	81	100	118	135	153	171	189	207	225	243	261	306	351	396	441	−0,02
−0,04	—	0	18	36	55	72	91	109	127	145	162	180	198	216	234	252	297	342	387	432	−0,04
−0,06			9	27	46	63	81	100	118	136	154	172	189	207	225	243	289	333	378	423	−0,06
−0,08			0	18	36	54	72	90	109	127	145	163	181	199	216	234	279	324	369	414	−0,08
−0,10	$n = \frac{N}{bhR_c}$		—	9	27	45	63	81	99	118	136	154	172	189	207	225	270	315	360	405	−0,10
−0,12	(+ compresiune		—	0	18	36	54	72	90	109	127	145	163	181	198	216	261	306	351	396	−0,12
−0,14	– intindere)		—	—	9	27	45	63	81	99	118	136	154	172	190	208	252	297	342	387	−0,14
−0,16			—	—	0	18	36	54	72	90	108	127	145	163	181	199	243	288	333	378	−0,16
−0,18			—	—	—	9	27	45	63	81	99	117	136	154	172	190	235	279	324	369	−0,18
−0,20	$m = \frac{M}{bh^2 R_c}$		—	—	—	0	18	36	54	72	90	108	126	145	163	181	225	270	315	360	−0,20
−0,22			—	—	—	—	9	27	45	63	81	99	117	136	154	172	217	261	306	351	−0,22
−0,24	$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_c}$		—	—	—	—	0	18	36	54	72	90	108	126	145	163	208	252	297	342	−0,24
−0,26			—	—	—	—	—	9	27	45	63	81	99	117	135	154	199	244	288	333	−0,26

Tabelul 9. B

Coeficienții *n*, *m*, *α* pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară, armate simetric, supuse la compresiune (întindere) excentrică

$\frac{a}{h} = 0{,}075$

n	Valorile 1000 *m* pentru *α* =																				*n*
	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1,00	0	14	29	45	60	76	91	107	123	139	154	169	184	200	215	230	269	308	344	387	1,00
0,90	36	51	66	82	97	112	127	142	157	172	182	197	215	233	248	258	298	341	381	420	0,90
0,85	54	69	84	99	114	129	143	158	168	188	198	213	229	247	264	278	318	357	397	435	0,85
0,80	70	86	100	114	129	143	158	169	182	202	216	230	247	259	279	290	334	370	410	455	0,80
0,75	86	100	114	125	142	157	171	186	200	215	230	246	258	279	294	306	345	390	426	471	0,75
0,70	97	110	125	139	155	166	183	199	210	228	244	257	273	292	308	320	362	404	447	488	0,70
0,65	108	122	135	150	165	181	195	212	223	242	256	274	287	308	324	337	377	423	461	506	0,65
0,60	115	130	145	160	176	192	206	222	238	255	269	288	301	321	337	355	392	437	476	522	0,60
0,55	118	135	152	168	185	202	215	233	250	269	284	302	318	336	352	370	412	451	493	537	0,55
0,50	119	136	154	170	189	205	221	238	256	275	291	309	326	342	358	376	422	460	504	546	0,50
0,45	118	135	153	169	188	204	220	237	255	275	289	308	325	341	357	375	421	460	503	545	0,45
0,40	115	132	150	167	185	201	218	235	252	272	287	305	322	338	355	372	417	458	501	543	0,40
0,35	112	127	144	160	180	196	212	231	247	266	281	299	316	331	348	367	410	453	495	537	0,35
0,30	104	120	138	153	172	189	206	223	240	257	274	291	308	324	341	359	401	444	486	529	0,30
0,28	100	117	134	151	167	184	202	219	235	252	270	287	304	320	337	355	397	439	482	524	0,28
0,26	95	112	129	146	163	180	197	214	231	248	265	282	299	315	333	350	393	435	478	520	0,26
0,24	89	106	123	140	157	174	191	208	225	242	259	276	293	310	327	344	386	429	471	514	0,24
0,22	83	101	117	134	151	168	185	202	219	236	253	270	287	304	321	338	381	423	466	508	0,22
0,20	78	95	112	129	146	163	180	197	214	231	248	265	282	299	316	333	375	418	460	503	0,20

Tabelul 9.B (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0,18	73	90	107	124	141	158	175	192	209	227	243	261	277	294	312	328	371	413	456	499	0,18
0,16	67	84	100	118	135	152	169	186	203	220	237	254	271	288	305	322	364	407	449	492	0,16
0,14	60	77	94	111	128	145	162	179	196	213	230	247	264	281	298	315	257	400	442	485	0,14
0,12	52	69	86	103	120	137	154	171	188	205	222	239	256	273	290	307	349	392	434	477	0,12
0,10	44	61	78	95	112	129	146	163	180	197	214	231	248	265	281	298	341	383	426	468	0,10
0,08	36	53	70	87	104	121	138	155	171	188	205	223	239	256	273	290	333	375	418	460	0,08
0,06	28	44	62	79	96	112	129	146	163	180	197	214	231	248	265	282	324	367	409	452	0,06
0,04	18	36	53	70	87	104	121	138	155	172	189	206	223	240	257	274	316	358	401	443	0,04
0,02	9	27	44	61	78	96	113	130	147	164	180	197	214	231	248	265	308	350	392	435	0,02
0	0—	18	36	53	70	87	104	121	138	155	172	189	206	223	240	257	299	342	384	427	0
−0,02	—	9	27	44	61	78	95	113	130	147	164	181	198	215	232	249	291	333	376	418	0,02
−0,04	—	0	17	35	53	70	87	104	121	138	155	172	189	206	223	240	283	325	368	410	−0,04
−0,06	—	—	8	26	44	61	78	95	112	129	147	164	181	198	215	232	274	317	359	401	−0,06
−0,08	$n = \frac{N}{bhR_c}$		0—	17	35	52	69	86	104	121	138	155	172	189	206	223	266	308	351	393	−0,08
−0,10			—	8	25	44	61	78	95	112	129	147	164	181	198	215	257	300	342	385	−0,10
−0,12	(+ compresinne − întindere)		—	0	17	34	52	69	86	103	121	138	155	172	189	206	249	291	334	376	−0,12
−0,14			—	—	8	26	43	60	77	95	112	129	146	163	181	198	240	283	325	368	−0,14
−0,16			—	—	0	17	34	52	69	86	103	120	138	155	172	189	232	274	317	359	−0,16
−0,18	$m = \frac{M}{bh^2R_c}$		—	—	—	8	25	43	60	77	94	112	129	146	163	180	223	266	308	351	−0,18
−0,20			—	—	—	0	17	34	52	69	86	103	120	137	155	172	214	257	300	342	−0,20
−0,22			—	—	—	—	8	25	42	60	77	95	111	129	146	163	206	248	291	334	−0,22
−0,24	$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_c}$		—	—	—	—	0	17	34	51	69	85	103	120	137	154	197	240	282	325	−0,24
−0,26			—	—	—	—	—	8	25	42	60	77	94	111	129	146	189	231	274	317	−0,26

Coeficienții n, m, α pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară, armate simetric, supuse la compresiune (întindere) excentrică

Tabelul 9. C

$\frac{a}{h} = 0,100$

n	Valorile 1000 m pentru α = 0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	n
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1,00	0	14	29	44	59	74	89	104	119	134	149	163	177	192	201	220	253	294	326	367	1,00
0,90	36	50	65	80	90	109	124	138	152	166	180	194	205	219	237	252	287	325	362	395	0,90
0,85	54	68	83	98	111	125	139	153	167	181	191	204	219	234	252	267	303	341	373	415	0,85
0,80	70	85	99	112	123	139	153	163	180	190	208	222	234	248	267	277	318	352	393	432	0,80
0,75	86	99	112	126	135	153	165	180	193	208	219	236	247	263	276	293	334	366	409	446	0,75
0,70	97	111	124	137	147	165	177	192	207	220	235	246	263	280	291	306	350	382	425	464	0,70
0,65	108	121	133	148	161	176	189	204	220	234	246	259	276	292	308	320	365	401	439	479	0,65
0,60	115	129	142	158	171	186	198	215	232	246	261	276	292	307	323	337	379	415	455	495	0,60
0,55	117	134	149	166	180	195	208	226	241	257	272	288	305	320	337	351	390	430	469	509	0,55
0,50	119	136	152	169	183	199	215	231	246	263	279	295	312	327	343	359	399	439	479	518	0,50
0,45	118	135	151	168	182	198	214	230	246	262	278	294	311	326	342	358	398	438	478	518	0,45
0,40	116	132	147	164	180	195	211	227	243	259	275	291	309	324	340	355	396	435	475	516	0,40
0,35	112	127	142	159	175	190	207	222	238	254	269	286	303	319	334	350	391	431	471	510	0,35
0,30	104	120	135	152	168	184	199	216	232	248	263	280	296	312	326	343	384	424	464	502	0,30
0,28	100	115	131	148	164	179	195	211	228	244	259	275	291	308	323	339	379	419	459	499	0,28
0,26	95	111	127	143	159	175	191	207	223	239	255	271	287	303	319	335	375	415	455	495	0,26
0,24	89	105	121	137	153	169	185	201	217	233	249	265	281	297	313	329	369	409	449	490	0,24
0,22	83	99	115	131	147	163	179	195	211	227	243	259	275	291	307	323	363	403	443	485	0,22
0,20	78	94	110	126	142	158	174	190	206	222	238	254	270	286	302	318	358	398	438	479	0,20

Tabelul 9. C (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0,18	73	89	105	121	137	154	169	185	202	217	234	250	265	282	298	314	353	394	434	474	0,18
0,16	67	83	99	115	131	147	163	179	195	211	227	243	259	275	291	307	347	387	427	467	0,16
0,14	60	76	91	107	123	139	156	171	187	203	219	235	251	267	283	299	339	379	419	459	0,14
0,12	52	68	84	100	116	132	148	164	180	196	212	227	243	259	275	291	332	372	411	451	0,12
0,10	44	60	76	92	108	124	140	156	172	188	204	220	236	252	268	284	324	364	403	444	0,10
0,08	36	52	68	84	100	116	132	148	164	180	196	212	228	244	260	276	316	356	396	436	0,08
0,06	28	44	60	76	92	108	124	140	156	172	188	204	220	236	252	268	308	348	388	428	0,06
0,04	18	36	52	68	84	100	116	132	148	164	180	196	212	228	244	260	300	340	380	420	0,04
0,02	9	27	44	60	76	92	108	124	140	156	172	189	204	220	236	252	292	332	372	412	0,02
0	0	18	35	51	68	84	100	116	132	148	164	180	196	212	228	244	284	324	364	404	0
−0,02	—	9	26	43	59	76	92	108	124	140	156	172	188	204	221	236	276	316	356	396	−0,02
−0,04	—	0	17	34	51	67	83	100	116	132	148	164	180	196	212	228	268	308	348	388	−0,04
−0,06	—	—	8	25	43	59	75	92	108	124	140	156	172	188	204	220	260	300	340	380	−0,06
−0,08			0	17	33	51	67	83	99	116	132	148	164	180	196	212	252	292	332	372	−0,08
−0,10			—	8	25	42	59	75	91	107	124	140	156	172	188	204	244	284	324	364	−0,10
−0,12			—	0	16	33	50	66	83	99	115	132	148	164	180	196	236	276	316	356	−0,12
−0,14			—	—	8	25	42	58	74	91	107	124	140	156	172	188	228	268	308	348	−0,14
−0,16			—	—	0	16	33	50	66	82	99	115	131	148	164	180	220	260	300	340	−0,16
−0,18			—	—	—	8	24	41	58	74	90	107	123	139	156	172	212	252	292	332	−0,18
−0,20			—	—	—	0	16	33	50	66	82	99	114	131	147	164	204	244	284	324	−0,20
−0,22			—	—	—	—	8	24	41	58	74	90	106	123	139	155	196	236	276	316	−0,22
−0,24			—	—	—	—	0	16	32	49	66	82	98	114	131	147	188	228	268	308	−0,24
−0,26			—	—	—	—	—	8	24	41	58	74	90	106	122	139	179	220	260	300	−0,26

$n = \frac{N}{bhR_c}$

(+ compresiune
— întindere)

$m = \frac{M}{bh^2 R_c}$

$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_c}$

Tabelul 9 D

Coeficienții *n*, *m*, α pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară, armate simetric supuse la compresiune (întindere) excentrică

$\frac{a}{h} = 0,125$

n	Valorile 1000 m pentru α =																				n
	0.—	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1,00	0.—	14	28	43	58	72	87	102	116	130	143	157	171	184	198	207	241	280	309	345	1,00
0,90	36	50	65	79	93	106	121	134	147	161	174	186	196	213	227	240	275	309	340	378	0,90
0,85	54	68	82	95	106	122	132	147	160	175	188	196	211	223	241	254	284	324	355	394	0,85
0,80	70	84	97	107	123	135	145	162	175	188	200	212	224	238	250	265	298	338	368	404	0,80
0,75	86	99	108	119	132	149	160	174	184	198	211	224	240	250	267	277	316	350	384	419	0,75
0,70	97	110	119	134	144	159	169	185	198	208	223	238	251	263	281	290	328	365	399	439	0,70
0,65	108	120	128	144	154	170	180	197	210	220	233	252	265	276	293	307	344	380	412	452	0,65
0,60	115	127	137	153	166	180	193	208	221	234	246	263	278	292	306	320	357	394	429	463	0,60
0,55	118	133	146	161	175	191	203	219	232	247	262	276	291	305	320	336	371	408	446	486	0,55
0,50	119	136	152	166	179	193	209	225	239	256	272	284	299	314	328	345	383	419	456	493	0,50
0,45	118	135	151	165	180	194	208	224	238	255	271	283	298	313	328	345	382	418	455	493	0,45
0,40	116	132	147	161	177	192	206	223	236	253	268	280	296	311	326	342	379	415	453	491	0,40
0,35	112	126	142	155	172	187	201	217	230	247	262	276	291	306	321	337	375	410	448	486	0,35
0,30	104	119	134	149	164	179	194	209	222	239	254	269	284	299	313	327	366	402	441	479	0,30
0,28	100	115	129	145	160	175	190	204	219	235	250	265	279	294	309	325	362	399	437	474	0,28
0,26	95	110	125	140	155	170	185	200	215	230	245	260	275	290	305	320	358	395	435	470	0,26
0,24	89	104	119	134	149	164	179	194	209	224	239	254	269	284	299	314	351	389	426	464	0,24
0,22	83	98	113	128	143	158	173	188	203	218	233	248	263	278	293	308	346	383	421	458	0,22
0,20	78	93	108	123	138	153	168	183	198	213	228	243	258	273	288	303	340	378	415	453	0,20

Tabelul 9 D (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0,18	73	88	103	118	134	148	163	179	194	209	224	239	254	269	284	299	336	374	411	449	0,18
0,16	67	82	97	112	127	141	156	171	186	201	216	231	246	261	276	291	329	366	404	441	0,16
0,14	60	75	89	104	119	134	149	164	179	194	209	224	239	254	269	284	321	359	396	434	0,14
0,12	52	67	82	97	112	127	142	157	172	187	202	217	232	247	262	277	314	351	389	426	0,12
0,10	44	60	75	90	105	120	135	150	165	179	194	209	224	239	254	269	307	344	382	419	0,10
0,08	36	52	67	82	97	112	127	142	157	172	187	202	217	232	247	262	299	337	374	411	0,08
0,06	28	44	59	75	90	105	120	135	150	165	180	195	210	225	240	255	292	329	367	404	0,06
0,04	18	35	51	67	82	97	112	127	142	157	172	187	202	217	232	247	285	322	359	397	0,04
0,02	9	26	43	58	74	89	105	120	135	150	165	180	195	210	225	240	277	315	352	389	0,02
0	0	18	35	50	66	81	97	112	127	142	157	172	187	202	217	232	270	307	345	382	0.—
−0,02	—	8	26	42	58	73	89	104	119	135	150	165	180	195	210	225	262	300	337	375	−0,02
−0,04	—	0	17	33	50	65	81	96	112	127	142	157	172	187	202	217	255	292	330	367	−0,04
−0,06	—	—	8	25	42	58	73	88	104	119	134	149	165	180	195	210	247	285	322	360	−0,06
−0,08			0	17	33	49	65	81	96	111	127	142	157	172	187	202	240	277	315	352	−0,08
−0,10			—	8	25	41	57	73	88	103	119	134	149	164	180	195	232	270	307	345	−0,10
−0,12			—	0	16	33	49	65	80	96	111	126	141	157	172	187	225	262	300	337	−0,12
−0,14			—	—	8	24	41	57	72	88	103	118	134	149	164	179	217	255	292	330	−0,14
−0,16			—	—	0	16	32	48	64	80	95	111	126	141	156	172	209	247	285	322	−0,16
−0,18			—	—	—	8	24	40	56	72	88	103	118	133	149	164	202	240	277	315	−0,18
−0,20			—	—	—	0.—	16	32	48	64	79	95	110	126	141	156	194	232	270	307	−0,20
−0,22			—	—	—	—	8	24	40	56	72	87	102	118	133	148	186	224	262	300	−0,22
−0,24			—	—	—	—	0	16	32	48	64	79	94	110	125	141	179	217	254	292	−0,24
−0,26			--	—	—	—	—	8	23	39	55	71	87	102	118	133	171	209	247	285	−0,26

$n = \frac{N}{bhR_c}$ (+compr. — întind.)

$m = \frac{M}{bh^2R_c}$

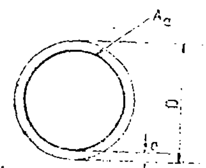
$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{R_c}$

Tabelul 10 A

Coeficienții n, m, α pentru calculul elementelor cu secțiune circulară, cu armătură distribuită uniform pe contur, supuse la compresiune (întindere) excentrică

n	Valorile 1000 m pentru α =																				n
	0.—	0,04	0,08	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48	0,52	0,56	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1,00	0	0	19	37	52	66	78	90	103	115	126	138	149	161	172	184	212	241	270	300	1,00
0,90	29	44	58	70	82	93	105	116	128	139	150	161	172	183	195	206	235	263	292	322	0,90
0,85	47	60	71	83	94	105	116	127	138	149	160	171	183	194	205	217	245	274	303	333	0,85
0,80	61	72	84	95	105	116	127	138	148	159	170	182	193	204	215	227	255	284	313	343	0,80
0,75	73	84	94	105	115	125	136	147	158	169	180	191	202	213	225	236	265	294	322	350	0,75
0,70	82	93	103	113	123	134	145	156	166	177	188	200	211	223	234	245	273	301	329	357	0,70
0,65	91	100	110	121	131	142	152	163	174	185	197	207	219	230	241	252	279	307	335	362	0,65
0,60	96	106	116	127	137	148	159	170	181	191	202	213	224	235	246	257	284	312	339	367	0,60
0,55	100	110	121	131	142	153	163	174	185	196	207	217	228	239	250	261	288	316	343	370	0,55
0,50	102	112	123	133	144	155	165	176	187	198	209	219	230	241	252	263	290	317	345	372	0,50
0,45	101	112	123	133	144	155	166	177	188	198	209	220	231	242	253	264	291	319	346	373	0,45
0,40	99	110	121	132	143	154	165	176	187	198	208	219	230	241	252	263	291	318	346	373	0,40
0,35	95	106	117	128	139	150	161	173	184	195	206	217	228	239	250	261	289	317	345	372	0,35
0,30	88	100	111	123	134	146	157	169	180	191	203	214	225	236	248	259	287	315	343	371	0,30
0,28	85	97	109	120	132	143	155	167	178	189	201	212	223	235	246	257	285	313	341	370	0,28
0,26	82	93	106	117	129	141	153	164	176	187	199	210	221	233	244	256	284	312	340	368	0,26
0,24	78	90	102	114	126	138	150	162	173	185	196	208	219	231	242	254	282	310	339	367	0,24
0,22	74	86	98	111	123	135	146	159	170	182	194	205	217	228	240	251	280	309	337	365	0,22
0,20	69	82	95	107	119	131	143	155	167	179	191	203	214	226	238	249	278	307	335	364	0,20

$$\frac{a}{D} = 0{,}050$$



$$n = \frac{N}{\frac{\pi D^2}{4} R_c}$$

(+ compresiune
— întindere)

$$m = \frac{M}{\frac{\pi D^3}{4} R_c}$$

$$\alpha = \frac{A_a(\text{total})}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot \frac{R_a}{R_c}$$

Tabelul 10 A (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0.18	64	77	90	103	115	127	140	152	164	176	188	200	211	223	235	247	276	304	333	362	0,18
0.16	59	72	85	98	111	123	136	148	160	172	185	196	208	220	232	244	273	302	331	360	0,16
0.14	53	67	80	93	106	119	132	144	156	169	181	193	205	217	229	241	270	300	329	357	0,14
0.12	47	61	75	88	101	114	127	140	152	165	177	189	202	214	226	238	267	297	326	355	0,12
0.10	40	55	69	82	96	109	123	135	148	160	173	186	198	210	222	234	264	294	323	353	0,10
0,08	34	48	63	77	90	104	117	131	144	156	169	181	194	206	219	231	261	291	321	350	0,08
0,06	26	41	57	70	85	98	112	125	139	152	164	177	190	202	215	227	258	288	318	347	0,06
0,04	18	34	50	64	79	93	106	120	133	147	160	173	185	198	211	223	254	285	314	344	0,04
0,02	10	26	42	57	72	87	100	115	128	142	155	168	181	194	206	219	250	281	311	341	0,02
0.—	0	18	34	51	66	80	95	109	123	136	150	163	176	189	202	215	246	277	307	338	0—
−0,02	—	9	26	43	59	74	88	102	117	131	144	158	171	184	197	210	242	273	304	334	−0,02
−0,04	—	0	18	35	51	67	82	96	111	125	138	152	166	179	192	205	237	269	300	331	−0,04
−0,06	—	—	9	27	43	59	74	89	104	119	133	147	160	174	187	200	233	264	296	327	−0,06
−0,08	—	—	0	18	35	51	67	83	98	113	127	141	155	168	182	195	228	260	292	323	−0,08
−0,10	—	—	—	9	27	43	60	76	90	106	120	135	149	163	177	190	223	256	287	319	−0,10
−0,12	—	—	—	0	18	35	52	68	84	98	113	128	143	157	171	184	218	251	283	315	−0,12
−0,14	—	—	—	—	9	27	44	60	76	91	107	122	136	150	164	179	213	246	279	311	−0,14
−0,16	—	—	—	—	0	18	36	52	69	84	100	115	130	144	159	172	207	241	273	306	−0,16
−0,18	—	—	—	—	—	9	27	44	60	77	92	108	122	138	152	166	202	235	269	302	−0,18
−0,20	—	—	—	—	—	0	18	36	52	69	85	100	116	131	145	160	195	230	264	297	−0,20
−0,22	—	—	—	—	—	—	9	27	44	61	77	93	109	124	139	153	189	225	258	291	−0,22
−0,24	—	—	—	—	—	—	0	18	36	52	69	85	101	116	132	147	183	219	253	286	−0,24
−0,26	—	—	—	—	—	—	—	9	27	44	61	77	94	110	125	140	177	213	247	281	−0,26

Tabelul 10.B

Coeficienții *n*, *m*, α pentru calculul elementelor cu secțiune circulară, cu armătură distribuită uniform pe contur, supuse la compresiune (întindere) excentrică

n	Valorile 1000 *m* pentru α =																				*n*
	0.—	0,04	0,08	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48	0,52	0,56	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1,00	0	1	20	36	52	65	76	89	100	112	122	133	144	155	166	177	204	230	258	285	1,00
0,90	29	44	57	69	80	92	103	113	124	135	145	156	166	177	187	198	224	251	278	306	0,90
0,85	47	59	70	82	93	103	114	124	134	145	155	165	176	186	197	207	234	261	288	316	0,85
0,80	61	72	83	93	103	114	124	134	144	154	164	175	185	196	206	217	244	271	298	326	0,80
0,75	73	83	93	103	113	123	133	143	153	163	173	184	194	205	215	226	253	280	307	334	0,75
0,70	83	92	102	111	121	131	141	151	161	171	182	192	203	213	224	235	261	288	314	340	0,70
0,65	90	100	109	118	128	138	148	158	169	179	189	200	210	221	231	242	268	294	320	346	0,65
0,60	96	105	115	124	134	144	154	165	175	185	195	206	216	226	236	247	273	299	324	350	0,60
0,55	100	110	119	129	139	148	158	169	179	189	199	209	219	230	240	250	276	301	327	353	0,55
0,50	102	111	121	131	141	151	161	171	181	192	202	212	222	232	243	253	279	304	330	356	0,50
0,45	101	111	121	131	141	152	162	172	182	192	203	213	223	233	244	254	280	305	331	357	0,45
0,40	99	109	119	130	140	150	161	171	181	191	202	212	222	233	243	254	279	305	331	357	0,40
0,35	95	105	116	126	137	147	158	168	179	189	199	210	220	231	241	252	278	304	330	356	0,35
0,30	88	99	110	121	132	143	153	164	175	186	196	207	217	228	239	249	276	302	328	354	0,30
0,28	85	96	108	118	129	140	151	162	173	184	194	205	216	226	237	248	274	301	327	353	0,28
0,26	82	93	104	116	127	138	149	160	171	181	192	203	214	225	235	246	273	299	326	352	0,26
0,24	78	89	101	112	124	135	146	157	168	179	190	201	212	222	233	244	271	298	324	351	0,24
0,22	73	85	97	109	120	132	143	154	165	176	187	198	209	220	231	242	269	296	323	349	0,22
0,20	69	81	93	105	117	128	140	151	162	173	185	196	207	218	229	240	267	294	321	348	0,20

$\frac{a}{D} = 0{,}075$

A_a, a, D, a

$n = \frac{N}{\frac{\pi D^2}{4} R_c}$

(+compresiune
—întindere)

$m = \frac{M}{\frac{\pi D^3}{4} R_c}$

$\alpha = \frac{A_a\ (total)}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot \frac{R_a}{R_c}$

Tabelul 10B (continuare)

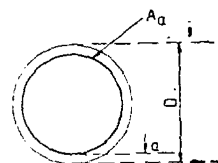
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0,18	64	77	89	101	113	125	136	148	159	170	182	193	204	215	226	237	265	292	319	346	0,18
0,16	59	71	84	96	109	120	132	144	155	167	178	190	201	212	224	235	262	290	317	344	0,16
0,14	53	67	79	91	104	116	128	140	152	164	175	187	198	209	220	232	260	287	315	342	0,14
0,12	47	60	73	87	99	111	124	136	148	159	171	183	195	206	217	229	257	285	312	340	0,12
0,10	41	55	68	82	94	107	119	132	144	156	167	179	191	203	214	226	254	282	310	337	0,10
0,08	33	48	62	76	89	101	114	127	139	151	163	175	187	199	210	222	251	279	307	334	0,08
0,06	25	41	55	70	83	96	109	122	135	147	159	171	183	195	206	219	247	276	304	332	0,06
0,04	18	34	49	63	77	90	104	117	129	142	155	167	179	191	203	214	243	272	301	329	0,04
0,02	9	26	42	57	71	84	98	111	124	137	150	162	174	186	199	210	240	269	298	326	0,02
0.—	0	18	34	49	64	78	92	105	118	131	144	157	170	182	194	206	236	266	294	323	0.—
−0,02	—	9	26	42	57	72	85	100	113	126	139	152	165	177	189	202	232	262	291	320	−0,02
−0,04	—	0	18	34	49	65	79	93	107	121	134	147	160	172	185	197	227	258	287	316	−0,04
−0,06	—	—	10	26	42	57	73	87	101	114	128	142	154	167	180	192	223	253	283	313	−0,06
−0,08	—	—	0	18	34	50	65	80	95	109	122	135	149	162	175	187	219	249	279	309	−0,08
−0,10	—	—	—	9	26	43	57	73	87	102	116	130	143	156	169	182	214	245	275	305	−0,10
−0,12	—	—	—	0	18	34	50	66	81	95	110	123	137	150	163	177	209	240	271	301	−0,12
−0,14	—	—	—	—	9	26	43	58	74	88	103	117	131	144	158	172	204	235	266	296	−0,14
−0,16	—	—	—	—	0	18	34	50	66	81	96	111	125	138	152	165	198	230	261	292	−0,16
−0,18	—	—	—	—	—	9	26	42	58	74	89	104	118	132	146	160	193	225	256	287	−0,18
−0,20	—	—	—	—	—	0	18	34	50	66	81	96	111	126	139	153	187	220	252	283	−0,20
−0,22	—	—	—	—	—	—	9	26	42	58	74	90	105	119	133	147	181	214	247	278	−0,22
−0,24	—	—	—	—	—	—	0	18	34	50	67	82	97	112	126	141	175	209	241	273	−0,24
−0,26	—						—	9	27	42	57	74	90	105	119	134	169	203	236	268	−0,26

Tabelul 10 C

Coeficienții n, m, α pentru calculul elementelor cu secțiune circulară, cu armătură distribuită uniform pe contur, supuse la compresiune (întindere) excentrică

n	Valorile 1000 m pentru α = 0.—	0,04	0,08	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48	0,52	0,56	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	n
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1,00	0	0	20	36	50	63	75	86	98	108	119	129	139	150	160	170	195	220	245	271	1,00
0,90	29	44	56	68	79	90	100	110	121	131	140	150	160	170	180	189	214	239	265	290	0,90
0,85	47	59	70	81	91	101	111	121	131	140	150	160	169	179	189	199	223	248	274	299	0,85
0,80	61	72	82	92	102	111	121	130	140	149	159	168	178	188	198	207	232	257	283	308	0,80
0,75	73	83	92	101	111	120	129	139	148	158	167	176	186	196	206	216	241	266	292	317	0,75
0,70	83	92	101	110	119	128	137	146	156	165	175	184	194	204	214	224	249	274	299	323	0,70
0,65	90	99	108	117	125	135	144	153	163	172	182	192	202	212	221	231	256	280	305	329	0,75
0,60	96	105	113	122	131	140	150	159	169	179	188	198	208	217	227	237	261	285	309	333	0,60
0,55	100	109	118	127	136	146	155	164	174	183	193	202	212	221	231	241	265	289	313	337	0,55
0,50	102	111	120	129	138	148	157	166	176	185	195	204	214	223	233	243	267	291	315	339	0,50
0,45	102	111	120	130	139	148	158	167	177	186	196	205	215	224	234	244	268	292	316	340	0,45
0,40	99	109	118	129	137	147	157	166	176	185	195	205	215	224	233	244	268	292	316	340	0,40
0,35	95	105	114	124	134	144	154	163	173	183	193	202	212	222	232	242	266	290	315	339	0,35
0,30	88	99	109	119	129	140	150	160	170	180	190	200	210	220	229	239	264	289	313	338	0,30
0,28	85	96	106	117	127	137	147	158	168	178	188	198	208	218	228	238	263	288	312	337	0,28
0,26	82	93	103	114	124	135	145	155	166	176	186	196	206	216	226	236	261	286	311	336	0,26
0,24	78	89	100	111	121	132	142	153	163	173	184	194	204	214	224	234	260	285	310	334	0,24
0,22	74	85	96	107	118	129	139	150	160	171	181	191	202	212	222	232	258	283	308	333	0,22
0,20	69	81	92	103	114	125	136	147	158	168	178	189	199	210	220	230	256	281	306	332	0,20

$$\frac{a}{D} = 0,100$$



$$n = \frac{N}{\frac{\pi D^2}{4} R_c}$$

(+ compresiune
− întindere)

$$m = \frac{M}{\frac{\pi D^3}{4} R_c}$$

$$\alpha = \frac{A_a\,(total)}{\frac{\pi D^2}{4}} \cdot \frac{R_a}{R_c}$$

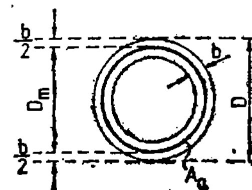
Tabelul 10 C (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0,18	64	76	88	99	111	121	133	143	154	165	175	186	197	207	218	228	254	279	304	330	0,18
0,16	59	71	83	95	106	118	129	140	151	162	172	183	194	204	215	225	251	277	302	328	0,16
0,14	53	66	78	90	102	113	125	136	147	158	169	180	191	201	212	223	249	275	300	326	0,14
0,12	47	60	73	85	97	109	120	132	143	155	166	177	187	198	209	220	246	272	298	324	0,12
0,10	41	54	67	79	92	104	116	128	139	151	162	173	184	195	206	217	243	270	295	321	0,10
0,08	33	48	61	74	87	99	111	123	135	146	158	169	180	191	202	213	240	267	293	319	0,08
0,06	26	40	55	68	81	94	106	118	130	142	153	165	176	187	198	210	237	263	290	316	0,06
0,04	18	33	48	62	75	88	100	113	125	137	149	161	172	183	195	206	233	260	287	313	0,04
0,02	9	26	41	55	69	82	95	108	120	132	144	156	168	179	191	202	230	257	284	311	0,02
0.—	0	18	34	48	63	76	89	102	115	127	139	151	163	175	186	198	226	254	281	308	0.—
−0,02	—	9	25	41	56	70	83	96	109	122	134	146	159	170	182	194	222	250	277	304	−0,02
−0,04	—	0	18	33	49	63	77	90	103	116	129	141	154	166	177	189	218	246	274	301	−0,04
−0,06	+	—	9	26	41	56	70	84	97	110	123	136	148	161	172	184	214	242	270	298	−0,06
−0,08	—	—	0	17	34	49	63	77	91	104	117	130	143	155	167	179	209	238	266	294	−0,08
−0,10	—	—	—	9	25	41	56	71	84	98	112	124	137	150	162	175	205	234	262	290	−0,10
−0,12	—	—	—	0	17	33	48	63	78	91	105	118	131	144	157	169	199	229	258	286	−0,12
−0,14	—	—	—	—	9	26	42	56	71	85	99	112	126	138	151	164	195	224	254	282	−0,14
−0,16	—	—	—	—	0	18	34	49	64	78	92	106	119	132	146	158	190	220	250	278	−0,16
−0,18	—	—	—	—	—	9	25	41	56	71	85	99	113	127	139	153	184	215	245	274	−0,18
−0,20	—	—	—	—	—	0	17	34	49	64	78	93	107	121	134	147	179	210	240	269	−0,20
−0,22	—	—	—	—	—	—	9	25	41	56	71	86	100	114	128	140	173	204	235	265	−0,22
−0,24	—	—	—	—	—	—	0	18	33	49	64	78	93	107	121	135	167	199	230	260	−0,24
−0,26	—	—	—	—	—	—	—	9	26	41	56	71	86	100	115	128	161	193	225	255	−0,26

Coeficienții n, m, α pentru calculul elementelor cu secțiune inelară, cu armătură distribuită uniform pe contur, supuse la compresiune (întindere) excentrică

n	Valorile 1000 m pentru α =																				n
	0. –	0,04	0,08	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48	0,52	0,56	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1,00	0	13	27	41	54	68	81	95	109	122	136	148	162	175	188	201	232	262	290	318	1,00
0,90	33	47	60	74	88	101	114	128	141	155	168	181	193	206	217	229	257	285	313	341	0,90
0,85	50	63	77	90	104	117	134	144	157	171	183	195	207	218	230	241	268	296	324	352	0,85
0,80	66	80	94	107	120	134	147	160	173	185	197	208	219	230	241	252	279	307	334	362	0,80
0,75	83	96	110	124	137	137	150	163	175	186	197	208	230	240	251	262	289	317	345	373	0,75
0,70	100	113	127	140	153	164	175	186	197	208	218	229	239	250	261	272	299	327	355	384	0,70
0,65	117	130	142	154	165	175	186	196	206	217	227	238	248	259	270	281	309	337	366	394	0,65
0,60	132	143	154	164	174	184	194	204	214	225	235	246	257	268	279	290	318	347	376	405	0,60
0,55	142	152	162	171	181	194	201	211	222	233	244	254	265	277	288	299	328	357	386	415	0,55
0,50	148	157	166	176	186	196	207	218	229	240	251	262	273	285	296	308	337	365	394	423	0,50
0,45	149	159	169	180	190	201	212	223	234	246	257	268	279	291	303	314	342	371	400	428	0,45
0,40	146	157	168	179	191	201	214	225	236	248	259	271	282	294	305	317	345	374	403	431	0,40
035	138	151	163	175	187	199	211	223	235	247	258	270	281	293	305	316	346	375	404	433	0,35
0,30	127	141	154	167	180	192	205	247	230	242	254	266	279	291	303	314	344	374	403	433	0,30
0,28	121	135	149	162	176	189	202	214	227	240	252	264	277	289	301	313	343	373	402	432	0,28
0,26	115	130	144	158	172	185	198	211	224	237	249	262	274	287	299	311	341	372	401	431	0,26
0,24	108	123	138	153	167	181	194	207	220	233	245	259	271	284	296	309	340	370	400	430	0,24
0,22	101	117	132	147	161	175	189	203	216	230	243	256	269	281	294	306	337	368	398	429	0,22
0,20	93	110	125	141	156	170	184	198	212	225	239	252	265	278	291	304	335	366	397	427	0,20
0,18	86	102	118	134	150	164	179	193	207	221	235	248	261	274	287	300	332	364	395	425	0,18
0,16	77	94	111	127	143	158	173	188	202	216	230	244	257	270	284	297	329	361	392	423	0,16

$\frac{b}{D} = 0,10$



$$n = \frac{N}{\pi b D_m R_c}$$

(+ compresiune
– întindere)

$$m = \frac{M}{\pi b D_m^2 R_c}$$

$$\alpha = \frac{A_a(total)}{\pi b D_m} \cdot \frac{R_a}{R_c}$$

Tabelul 11 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
0,14	68	86	103	120	136	151	167	182	196	211	225	239	253	266	280	293	326	358	389	421	0,14
0,12	59	77	95	112	128	145	160	175	191	205	220	234	248	262	275	289	322	355	387	418	0,12
0,10	50	69	86	104	121	137	153	169	185	199	214	229	243	257	271	284	318	351	383	415	0,10
0,08	41	59	78	96	113	129	146	162	178	193	208	223	237	252	266	280	314	347	380	412	0,08
0,06	31	50	69	87	105	122	139	155	171	187	202	217	232	246	260	275	310	343	376	409	0,06
0,04	21	41	59	78	96	113	131	147	163	180	196	211	226	241	255	270	305	339	373	405	0,04
0,02	10	31	50	69	87	105	123	139	156	172	189	204	220	235	250	264	300	334	369	402	0,02
0. –	0	21	40	60	78	96	114	131	149	165	182	197	213	228	244	258	294	330	364	398	0. –
–0,02	–	11	30	50	69	88	106	124	140	158	174	190	206	222	237	252	289	324	359	393	–0,02
–0,04	–	0	20	40	60	79	97	115	132	150	166	183	199	215	231	246	283	320	354	389	–0,04
–0,06	–	–	10	31	50	69	88	106	124	142	159	175	192	208	224	239	277	314	350	385	–0,06
–0,08	–	–	0	21	40	60	78	97	115	133	150	168	185	201	217	233	271	308	344	380	–0,08
–0,10	–	–	–	11	30	51	69	88	107	125	142	159	176	193	209	226	265	303	339	374	–0,10
–0,12	–	–	–	0	20	41	60	79	97	116	134	151	168	185	202	218	258	296	333	369	–0,12
–0,14	–	–	–	–	10	31	50	70	89	107	125	143	161	178	194	211	251	290	327	364	–0,14
–0,16	–	–	–	–	0	21	40	60	79	98	116	135	152	169	186	203	244	283	322	358	–0,16
–0,18	–	–	–	–	–	10	30	50	70	89	107	125	143	161	178	195	236	276	315	352	–0,18
–0,20	–	–	–	–	–	0	20	41	60	79	98	116	135	152	170	187	229	270	308	346	–0,20
–0,22	–	–	–	–	–	–	10	31	50	70	88	108	125	144	161	179	221	262	302	340	–0,22
–0,24	–	–	–	–	–	–	0	20	40	60	79	98	117	135	153	171	214	255	295	334	–0,24
–0,26	–	–	–	–	–	–	–	11	30	50	70	89	107	126	144	162	206	247	288	327	–0,26

Tabelul 12

Coeficienți pentru calculul elementelor cu secțiune dreptunghiulară, supuse la compresiune excentrică oblică

A. Valorile exponentului β

$n = \dfrac{N}{bh R_c}$	Modul de dispunere a barelor de armătură		
	A. 4 bare, dispuse la colțurile secțiunii	B. > 4 bare $A_{ay} = A_{ax}$	C. > 4 bare $A_{ay} = (1,5 \ldots 2) A_{ax}$
0,1	1,60	1,70	1,75
0,2	1,35	1,60	1,50
0,3	1,25	1,55	1,40
0,4	1,20	1,50	1,35
0,5	1,20	1,45	1,35
0,6	1,35	1,45	1,40
0,7	1,55	1,50	1,50
0,8	1,75	1,60	1,60

B. Valori optimizate pentru coeficienții k_x, k_y,

β	$\dfrac{m_x}{m}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1,20	1000 k_x	285	360	408	444	472	496	515	533	548	561
	1000 k_y	812	749	706	674	647	625	560	590	575	561
1,30	1000 k_x	305	383	432	469	497	521	541	558	573	587
	1000 k_y	831	771	730	698	672	650	632	615	600	587
1,40	1000 k_x	325	404	454	491	520	544	564	581	596	610
	1000 k_y	847	790	750	719	694	673	654	638	623	610
1,50	1000 k_x	343	424	475	512	541	564	584	602	617	630
	1000 k_y	861	806	768	738	723	692	674	658	643	630
1,60	1000 k_x	360	442	493	530	560	583	603	620	635	648
	1000 k_y	873	821	784	755	731	710	692	676	661	648
1,70	1000 k_x	377	459	511	548	577	601	620	637	652	665
	1000 k_y	883	833	798	769	746	726	708	692	678	665
1,80	1000 k_x	392	475	527	564	593	616	636	653	668	680
	1000 k_y	892	845	810	783	760	740	723	707	693	680

Tabelul 13

Coeficienții k pentru calculul momentului de inerție echivalent pentru elemente solicitate la încovoiere

$$I_{bi} = k \frac{bh_0^3}{12}$$

A. Elemente cu secțiune dreptunghiulară, simplu armate

pn_e	k	pn_e	k	pn_e	k	pn_e	k	pn_e	k
1	0,100	10	0,678	19	1,054	28	1,337	37	1,561
2	0,185	11	0,726	20	1,090	29	1,364	38	1,584
3	0,252	12	0,773	21	1,123	30	1,391	39	1,606
4	0,332	13	0,817	22	1,157	31	1,417	40	1,627
5	0,398	14	0,860	23	1,188	32	1,442	41	1,648
6	0,461	15	0,902	24	1,219	33	1,468	42	1,669
7	0,520	16	0,942	25	1,250	34	1,492	43	1,688
8	0,575	17	0,980	26	1,279	35	1,516	44	1,709
9	0,628	18	1,018	27	1,308	36	1,538	45	1,728

B. Elemente cu secțiune dreptunghiulară, dublu armate

$\dfrac{p'}{p}$	Valorile k pentru pn_e =								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0.—	0,40	0,68	0,90	1,09	1,25	1,39	1,52	1,63	1,73
0,1	0,40	0,69	0,92	1,12	1,30	1,46	1,60	1,73	1,86
0,2	0,40	0,69	0,94	1,15	1,34	1,52	1,68	1,83	1,98
0,3	0,40	0,70	0,95	1,18	1,38	1,57	1,75	1,92	2,09
0,4	0,40	0,71	0,97	1,20	1,42	1,62	1,82	2,01	2,19
0,5	0,41	0,71	0,98	1,23	1,45	1,67	1,88	2,08	2,28
0,6	0,41	0,72	1,00	1,25	1,49	1,72	1,94	2,16	2,37
0,7	0,41	0,73	1,01	1,27	1,52	1,76	1,99	2,22	2,45
0,8	0,41	0,73	1,02	1,29	1,55	1,80	2,05	2,29	2,52
0,9	0,41	0,74	1,03	1,31	1,58	1,84	2,09	2,35	2,59
1,0	0,41	0,74	1,04	1,33	1,61	1,87	2,14	2,40	2,66
1,1	0,41	0,75	1,06	1,35	1,63	1,91	2,18	2,45	2,72
1,2	0,42	0,75	1,07	1,36	1,65	1,94	2,22	2,50	2,78
1,3	0,42	0,76	1,08	1,38	1,68	1,97	2,26	2,55	2,83
1,4	0,42	0,76	1,08	1,40	1,70	2,00	2,29	2,59	2,88

Observație. Pentru $p'/p = 0$ (simplă armare) valorile k coincid cu cele din tabelul 13 A, rotunjite la două zecimale.

pn_0	$\bar{h}_p = \frac{h_p}{h_0}$	Valorile k pentru $\bar{b}_p = b_p/b =$ 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,10...0,25	0,40	0,44	0,47	0,49	0,50	0,51	0,51	0,52	0,52	0,53
6	0,10...0,25	0,46	0,52	0,55	0,57	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62	0,62
7	0,10 . . . 0,25	0,52	0,59	0,63	0,65	0,67	0,69	0,70	0,71	0,71	0,72
8	0,10	0,57	0,65	0,70	0,73	0,75	0,77	0,78	0,80	0,80	0,81
	0,15 . . . 0,25	0,57	0,66	0,71	0,74	0,76					
9	0,10	0,63	0,71	0,77	0,81	0,83	0,86	0,87	0,89	0,90	0,90
	0,15 . . . 0,25	0,63	0,73	0,78	0,82	0,84					
10	0,10	0,68	0,77	0,84	0,88	0,91	0,94	0,96	0,97	0,99	0,99
	0,15 . . . 0,25	0,68	0,79	0,85	0,90	0,92					
11	0,10	0,73	0,83	0,90	0,95	0,99	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08
	0,15 . . . 0,25	0,73	0,85	0,92	0,97	1,00					
12	0,10	0,77	0,89	0,96	1,02	1,06	1,09	1,12	1,14	1,16	1,17
	0,15 . . . 0,25	0,77	0,91	0,99	1,04	1,08	1,11	1,13			
13	0,10	0,82	0,94	1,02	1,09	1,13	1,17	1,20	1,23	1,25	1,26
	0,15 . . . 0,25	0,82	0,97	1,05	1,11	1,15	1,19	1,21			
14	0,10	0,86	0,99	1,08	1,15	1,20	1,24	1,28	1,31	1,33	1,34
	0,15 . . . 0,25	0,86	1,02	1,12	1,18	1,23	1,27	1,29			
15	0,10	0,90	1,04	1,14	1,21	1,27	1,32	1,35	1,38	1,40	1,42
	0,15	0,90	1,07	1,18	1,25	1,30	1,34	1,37	1,40	1,42	1,43
	0,20 . . . 0,25	0,90	1,09	1,19	1,26	1,30	1,34	1,37	1,40	1,42	1,43
16	0,10	0,94	1,09	1,20	1,28	1,34	1,39	1,42	1,46	1,48	1,51
	0,15	0,94	1,12	1,24	1,32	1,37	1,42	1,45	1,48	1,50	1,52
	0,20 . . . 0,25	0,94	1,14	1,26	1,33	1,38	1,42	1,45	1,48	1,50	1,52
17	0,10	0,98	1,14	1,25	1,34	1,40	1,45	1,50	1,53	1,56	1,59
	0,15	0,98	1,17	1,30	1,38	1,44	1,49	1,53	1,55	1,58	1,60
	0,20 . . . 0,25	0,98	1,19	1,32	1,40	1,45	1,50	1,53	1,55	1,58	1,60
18	0,10	1,02	1,18	1,30	1,39	1,47	1,52	1,57	1,61	1,64	1,67
	0,15	1,02	1,22	1,35	1,44	1,51	1,56	1,60	1,63	1,66	1,68
	0,20 . . . 0,25	1,02	1,25	1,38	1,46	1,52	1,57	1,61	1,64	1,66	1,68
19	0,10	1,05	1,23	1,35	1,45	1,53	1,59	1,64	1,68	1,71	1,74
	0,15	1,05	1,27	1,41	1,51	1,58	1,63	1,68	1,71	1,74	1,77
	0,20 . . . 0,25	1,05	1,29	1,44	1,53	1,59	1,64	1,68	1,71	1,74	1,77
20	0,10	1,09	1,27	1,40	1,51	1,59	1,65	1,71	1,75	1,79	1,82
	0,15	1,09	1,31	1,46	1,57	1,64	1,70	1,75	1,79	1,82	1,85
	0,20 . . . 0,25	1,09	1,34	1,49	1,59	1,66	1,71	1,76	1,79	1,82	1,85
21	0 10	1,12	1,31	1,45	1,56	1,65	1,72	1,77	1,82	1,86	1,89
	0,15	1,12	1,36	1,51	1,63	1,71	1,77	1,82	1,86	1,90	1,92
	0,20 . . . 0,25	1,12	1,39	1,55	1,65	1,73	1,79	1,83	1,87	1,90	1,93
22	0,10	1,16	1,35	1,50	1,61	1,70	1,78	1,84	1,89	1,93	1,97
	0,15	1,16	1,40	1,57	1,68	1,77	1,84	1,89	1,93	1,97	2,00
	0,20 . . . 0,25	1,16	1,43	1,60	1,71	1,80	1,86	1,90	1,94	1,98	2,01
23	0,10	1,19	1,39	1,54	1,66	1,76	1,86	1,90	1,96	2,00	2,04
	0,15	1,19	1,44	1,61	1,74	1,83	1,91	1,96	2,01	2,04	2,08
	0,20 . . . 0,25	1,19	1,48	1,66	1,77	1,86	1,92	1,98	2,02	2,05	2,09
24	0,10	1,22	1,43	1,59	1,71	1,82	1,90	1,97	2,02	2,07	2,12
	0,15	1,22	1,48	1,67	1,80	1,90	1,97	2,03	2,08	2,12	2,16
	0,20 . . . 0,25	1,22	1,52	1,71	1,83	1,92	1,99	2,05	2,09	2,13	2,16
25	0,10	1,25	1,47	1,63	1,76	1,87	1,96	2,03	2,09	2,14	2,19
	0,15	1,25	1,52	1,71	1,85	1,96	2,04	2,10	2,15	2,20	2,23
	0,20 . . . 0,25	1,25	1,57	1,76	1,89	1,99	2,06	2,12	2,17	2,21	2,24
26	0,10	1,28	1,50	1,68	1,81	1,92	2,01	2,09	2,16	2,21	2,26
	0,15	1,28	1,56	1,76	1,91	2,01	2,10	2,17	2,22	2,27	2,31
	0,20 . . . 0,25	1,28	1,61	1,81	1,95	2,05	2,13	2,19	2,24	2,28	2,32

pn_0	$\bar{h}_p = \frac{h_p}{h_0}$	Valorile k pentru $\bar{b}_p = b_p/b =$ 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
27	0,10	1,31	1,54	1,72	1,86	1,98	2,07	2,15	2,22	2,28	2,33
	0,15	1,31	1,60	1,81	1,96	2,07	2,16	2,23	2,29	2,34	2,38
	0,20 . . . 0,25	1,31	1,65	1,86	2,01	2,11	2,19	2,26	2,31	2,35	2,39
28	0,10	1,34	1,57	1,76	1,91	2,03	2,13	2,21	2,28	2,34	2,39
	0,15	1,34	1,64	1,85	2,01	2,13	2,22	2,30	2,36	2,41	2,16
	0,20 . . . 0,25	1,34	1,69	1,91	2,06	2,17	2,26	2,32	2,38	2,43	2,47
29	0,10	1,36	1,61	1,80	1,95	2,08	2,18	2,27	2,34	2,41	2,46
	0,15	1,36	1,67	1,90	2,06	2,19	2,28	2,36	2,43	2,48	2,53
	0,20 . . . 0,25	1,36	1,73	1,96	2,12	2,23	2,32	2,39	2,45	2,50	2,54
30	0,10	1,39	1,64	1,84	2,00	2,13	2,23	2,33	2,40	2,47	2,53
	0,15	1,39	1,71	1,94	2,11	2,24	2,34	2,43	2,50	2,55	2,60
	0,20 . . . 0,25	1,39	1,77	2,01	2,17	2,29	2,38	2,46	2,52	2,57	2,62
31	0,10	1,42	1,67	1,87	2,04	2,17	2,29	2,38	2,46	2,53	2,59
	0,15	1,42	1,74	1,98	2,16	2,30	2,40	2,49	2,56	2,62	2,67
	0,20	1,42	1,79	2,04	2,22	2,35	2,44	2,52	2,59	2,64	2,69
	0,25	1,42	1,82	2,07	2,25	2,36	2,45	2,52	2,59	2,64	2,69
32	0,10	1,44	1,70	1,91	2,08	2,22	2,34	2,44	2,52	2,59	2,66
	0,15	1,44	1,78	2,02	2,21	2,35	2,46	2,55	2,63	2,69	2,74
	0,20	1,44	1,83	2,09	2,27	2,40	2,50	2,59	2,66	2,71	2,76
	0,25	1,44	1,86	2,11	2,29	2,42	2,52	2,60	2,66	2,71	2,76
33	0,10	1,47	1,73	1,95	2,12	2,27	2,39	2,49	2,57	2,65	2,72
	0,15	1,47	1,81	2,06	2,25	2,40	2,52	2,61	2,69	2,76	2,81
	0,20	1,47	1,86	2,13	2,32	2,46	2,47	2,65	2,72	2,78	2,83
	0,25	1,47	1,89	2,16	2,34	2,48	2,58	2,66	2,73	2,79	2,83
34	0,10	1,49	1,76	1,98	2,16	2,31	2,44	2,55	2,64	2,71	2,78
	0,15	1,49	1,84	2,10	2,30	2,45	2,58	2,67	2,76	2,82	2,88
	0,20	1,49	1,90	2,17	2,37	2,51	2,63	2,72	2,79	2,85	2,90
	0,25	1,49	1,93	2,21	2,40	2,53	2,64	2,73	2,79	2,85	2,90
35	0,10	1,52	1,79	2,02	2,20	2,36	2,49	2,60	2,69	2,77	2,85
	0,15	1,52	1,88	2,14	2,35	2,50	2,63	2,73	2,82	2,89	2,95
	0,20	1,52	1,93	2,22	2,42	2,57	2,69	2,78	2,86	2,92	2,98
	0,25	1,52	1,97	2,25	2,45	2,59	2,70	2,79	2,86	2,92	2,98
36	0,10	1,54	1,82	2,05	2,24	2,40	2,54	2,65	2,75	2,83	2,91
	0,15	1,54	1,91	2,18	2,39	2,55	2,68	2,79	2,88	2,96	3,02
	0,20	1,54	1,96	2,26	2,47	2,62	2,74	2,84	2,92	2,99	3,05
	0,25	1,54	2,00	2,30	2,50	2,65	2,76	2,85	2,93	2,99	3,05
37	0,10	1,56	1,85	2,09	2,28	2,45	2,58	2,70	2,80	2,89	2,97
	0,15	1,56	1,94	2,22	2,43	2,60	2,74	2,85	2,94	3,02	3,09
	0,20	1,56	2,00	2,30	2,51	2,68	2,80	2,90	2,99	3,06	3,12
	0,25	1,56	2,04	2,34	2,55	2,70	2,82	2,92	2,99	3,06	3,12
38	0,10	1,58	1,88	2,12	2,32	2,49	2,63	2,75	2,86	2,95	3,03
	0,15	1,58	1,97	2,26	2,48	2,65	2,79	2,91	3,00	3,08	3,15
	0,20	1,58	2,03	2,33	2,56	2,73	2,86	2,96	3,05	3,12	3,18
	0,25	1,58	2,07	2,38	2,60	2,76	2,88	2,98	3,06	3,13	3,19
39	0,10	1,61	1,91	2,15	2,36	2,53	2,68	2,80	2,91	3,00	3,09
	0,15	1,61	2,00	2,29	2,52	2,70	2,85	2,96	3,06	3,15	3,22
	0,20	1,61	2,06	2,38	2,65	2,78	2,92	3,02	3,11	3,19	3,25
	0,25	1,61	2,10	2,42	2,70	2,81	2,94	3,04	3,12	3,19	3,25
40	0,10	1,63	1,93	2,19	2,40	2,57	2,72	2,85	2,96	3,06	3,14
	0,15	1,65	2,03	2,33	2,56	2,75	2,90	3,02	3,12	3,21	3,28
	0,20	1,63	2,09	2,42	2,83	2,83	2,97	3,08	3,18	3,25	3,32
	0,25	1,63	2,13	2,46	2,86	2,86	3,00	3,10	3,19	3,26	3,32

Tabelul 14

Valorile limită admisibile ale deschiderii medii a fisurilor conform STAS 10.107/0-90, paragraf. 3.8.2)

Condiții de expunere a elementului		α_f *adm.* (mm)
Elemente care se află sub presiunea unui lichid sau a unui material necoeziv care pune condiții de etanșeitate	Elemente solicitate la întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică	0,1
	restul cazurilor	0,2
Alte elemente	expuse unui mediu agresiv	0,1
	expuse direct (neprotejate) acțiunii intemperiilor	0,2
	restul cazurilor	0,3

Tabelul 15

Cazuri în care nu este necesară verificarea prin calcul a deschiderii fisurilor

A. Elemente cu armături din oțel laminat

Valorile raportului p_t/d (*mm*) de la care nu este necesară verificarea prin calcul a deschiderii fisurilor

Tipul de solicitare	Întindere centrică sau excentrică cu excentricitate mică		Încovoiere sau întindere (compresiune) excentrică cu excentricitate mare	
α_f *adm* (mm)	0,2	0,3	0,2	0,3
PC 60 PC 52 OB 37	0,185 0,130 0,135	0,080 0,060 0,075	0,100 0,075 0,065	0,050 0,040 0,035

A_{bt} și p_t sînt definite în schema logică 9.0.
Pentru elemente cu armături de mai multe diametre, se înlocuiește p_t/d cu $25 \Sigma \pi d_t^2 A_{bt}$.

B. *Plăci armate cu plase sudate din STNB cu* α_f *adm.* = **0,3** *mm.*

Verificarea ($\alpha_f \leq 0,3$ mm?) nu este necesară dacă sînt îndeplinite condițiile:

h_p (mm)	l_l (mm)	d_l (mm)	l_t (mm)	d_t (mm)
≤ 100	≤ 100	≤ 7,1	≤ 200	≥ 3,55
≤ 120	≤ 120	≤ 7,1	≤ 200	≥ 4
≤ 150	≤ 150	≤ 7,1	≤ 250	≥ 5
≤ 140	≤ 200	≤ 7,1	≤ 250	≥ 4
≤ 180	≤ 150	≤ 7,1	≤ 150	≥ 4
≤ 120	≤ 150	≤ 7,1	≤ 120	≥ 3

h_p — grosimea plăcii
d_l, l_l — diametrul barelor longitudinale și distanța între axele lor;
d_t, l_t — diametrul barelor transversale și distanța între axele lor.

Tabelul 16

Tipul de oțel	ψ	Valori aproximative ale coeficientului ψ pentru p_t(%) =				
		≤0,5	0,5 ... 1,0	1,0 ... 1,5	1,5 ... 2,0	>2,0
PC 52, PC 60 OB 37	<0,5	0,65 0,78	0,83 0,85	0,90	0,92	1,00
PC 52, PC 60 OB 37	≥0,5	0,76 0,85	0,88 0,90	0,93	0,95	1,00

Tabelul 17

Valorile σ_a *max*(N/mm²) pentru verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor

A. Pereți de recipienți solicitați la întindere centrică, cu α_f *adm* = 0,1 *mm* (schema logică 9.3

Clasa de beton	p_t (%)	Valori σ_a *max* pentru *d* (mm) =							
		10	12	14	16	18	20	22	25
Bc 20	0,2	48,3	41,2	35,9	31,8	28,6	25,9	23,7	21,1
	0,4	84,8	73,7	65,1	58,3	52,8	48,3	44,4	39,7
	0,6	113,5	100,0	89,4	80,8	73,7	67,7	62,7	56,4
	0,8	136,6	121,7	109,8	100,0	91,8	84,8	78,9	71,3
	1,0	152,4	140,0	127,3	116,7	107,7	100,0	93,3	84,8
	1,2	158,4	146,5	136,6	128,3	121,1	113,5	106,3	97,1
	1,4	164,2	152,2	142,2	133,6	126,2	119,8	114,1	106,8
	1,6	169,7	157,8	147,7	139,0	131,4	124,8	118,9	111,2
	1,8	174,8	163,0	153,0	144,2	136,5	129,7	123,7	115,8
	2,0	179,4	167,9	157,9	149,1	141,4	134,5	128,4	120,3
	2,2	183,7	172,3	162,5	153,7	146,0	139,1	132,9	124,7
	2,4	187,4	176,4	166,7	158,1	150,4	143,5	137,2	128,9
	2,6	191,0	180,2	170,6	162,1	154,5	147,6	141,3	133,0
	2,8	194,3	183,7	174,3	165,9	158,3	151,4	145,2	136,8
	3,0	197,2	186,9	177,7	169,4	161,9	155,1	148,9	140,5
Bc 25	0,2	48,3	41,2	35,9	31,8	28,6	25,9	23,7	21,1
	0,4	84,8	73,7	65,1	58,3	52,8	48,3	44,4	39,7
	0,6	113,5	100,0	89,4	80,8	73,7	67,7	62,7	56,4
	0,8	136,6	121,7	109,8	100,0	91,8	84,8	78,9	71,3
	1,0	155,5	140,0	127,3	116,7	107,7	100,0	93,3	84,8
	1,2	163,0	151,0	141,2	131,2	121,7	113,5	106,3	97,1
	1,4	168,2	156,2	146,1	137,6	130,1	123,7	118,0	108,3
	1,6	173,1	161,3	151,2	142,4	134,9	128,2	122,3	114,7
	1,8	177,9	166,1	156,0	147,3	139,6	132,8	126,8	118,9
	2,0	182,2	170,6	160,6	151,9	144,2	137,3	131,2	123,1
	2,2	186,1	174,8	165,0	156.2	148,5	141,6	135,4	127,2
	2,4	189,7	178,7	169,0	160,4	152,7	145,8	139,5	131,2
	2,6	193,1	182,3	172,8	164,2	156,6	149,7	143,4	135,1
	2,8	196,2	185,7	176,3	167,9	160,3	153,4	147,2	138,8
	3,0	199,1	188,7	179,5	171,2	163,7	156,9	150,7	142,3

B. *Elemente cu procente de armare reduse*

$$\sigma_a\, max = 2\sqrt{\frac{E_a \tau_{ad}\, \alpha_f\, adm}{d}} \quad (N/mm^2)$$

Tipul de oțel		PC 52, PC 60				OB 37			
		Valorile $\tau_a\, max$ pentru clasa de beton:							
$\alpha_f\, adm$ (mm)	d (mm)	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25
0,1	6	146	166	182	195	113	129	141	152
	8	126	144	157	169	98	112	122	132
	10	113	128	141	151	88	100	110	118
	12	103	117	128	138	80	91	100	107
	14	95	109	119	128	74	84	93	100
	16	89	101	111	120	69	79	87	93
	18	84	96	105	113	65	74	82	88
	20	80	91	100	107	62	71	77	83
	22	76	87	95	102	59	67	74	79
0,2	6	206	234	257	276	160	182	200	215
	8	178	203	223	239	139	158	173	186
	10	160	182	199	214	124	141	155	166
	12	146	166	182	195	113	129	141	152
	14	135	153	168	181	105	119	131	141
	16	126	144	157	169	98	112	122	132
	18	119	135	148	159	93	105	115	124
	20	113	128	141	151	88	100	110	118
	22	108	122	134	144	84	95	104	112
0,3	6	252	287	315	338	197	224	245	263
	8	219	249	272	293	170	194	212	228
	10	196	222	244	262	152	173	190	204
	12	178	203	223	239	139	158	173	186
	14	165	188	206	221	129	146	160	172
	16	155	176	193	207	120	137	150	161
	18	146	166	182	195	113	129	141	152
	20	138	157	172	185	108	122	134	144
	22	132	150	164	177	103	117	128	137

Tabelul 20

A. Caracteristicile plaselor sudate tipizate „de uz general" fabricate la ISPS Buzău

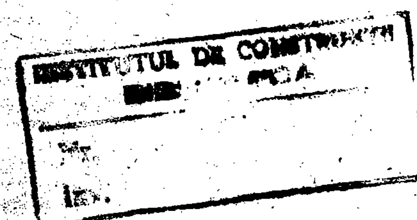
Nr. crt.	Indicativ	Distanțe (mm)		Diametre (mm)		Greutate aproximativă (Kg/m² de plasă)
		între barele longitudinale	între barele transversale	barele longitudinale	barele transversale	
	Plase cu ochiuri pătrate					
1	101 GQ 63	200	200	4	4	0,99
2	102 GQ 71	100	100	3	3	1,10
3	103 GQ 84	150	150	4	4	1,32
4	104 GQ 98	200	200	5	4	1,26
5	105 GQ 106	150	150	4,5	4,5	1,66
6	106 GQ 126	100	100	4	4	1,98
7	107 GQ 131	150	150	5	4	1,69
8	108 GQ 159	100	100	4,5	4	2,24
9	109 GQ 159	100	100	4,5	4,5	2,53
10	110 GQ 196	100	100	5	4	2,53
11	111 GQ 196	100	100	5	5	3,08
12	112 GQ 246	100	100	5,6	4	2,92
13	113 GQ 246	100	100	5,6	5,6	3,86
14	114 GQ 283	100	100	6	4	3,21
15	115 GQ 283	100	100	6	5	3,76
16	116 GQ 283	100	100	6	6	4,44
17	117 GQ 332	100	100	6,5	4	3,60
18	118 GQ 332	100	100	6,5	6,5	5,21
19	119 GQ 348	200	200	10	10	6,16
20	120 GQ 396	100	100	7,1	4,5	4,36
21	121 GQ 396	100	100	7,1	7,1	6,22
22	122 GQ 447	100	100	7,1	8	7,05
	Plase cu ochiuri dreptunghiulare					
23	123 GR 126	100	200	4	4	1,48
24	124 GR 159	100	200	4,5	4	1,74
25	125 GR 196	100	200	5	4	2,03
26	126 GR 246	100	200	5,6	4	2,43
27	127 GR 283	100	200	6	4	2,72
28	128 GR 332	100	200	6,5	4	3,14
29	129 GR 396	100	200	7,1	4,5	3,74
30	130 GR 447	100	200	8	5	4,72

Observații

1. Pentru plasele sudate tipizate „de listă" și cele „speciale" vezi catalogul complet din [117]
2. Sortimentul de plase sudate tipizate poate fi modificat în timp prin reactualizări periodice ale Instrucțiunilor tehnice [117] sau prin dispoziții speciale. La orice ediție nouă a acestora, tabelul 20 trebuie adaptat corespunzător.

B. Ariile secțiunilor transversale ale barelor plaselor sudate

Diametrul barei (mm)	Aria secțiunii unei bare (mm^2)	Aria secțiunii (mm^2/m) pentru distanțe între bare (mm):		
		100	150	200
3	7,07	71	47	35
4	12,56	126	84	63
4,5	15,90	159	106	79
5	19,63	196	131	98
5,6	24,63	246	164	123
6	28,27	283	188	141
6,5	33,18	332	221	166
7,1	39,59	396	264	198
8	50,27	503	335	251
10	78,54	785	524	393



Tiparul executat la ROMCART S.A. cd. 673.